République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT ROUTIER SUR L'AUTOROUTE RELIANT LE PORT DJEN DJEN À L'AUTOROUTE EST-OUEST ENTRE PK54+727 ET PK 54+906 WILAYA DE MILA

Présenté par :

BOUTARFI Amin

MERROUCHE Abdelhamid

Encadré par :

M. KHELFI Mebarek

M. ZOURGUI Nadjib Hemaidi

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Avant tout, on remercie ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'où bout dans ce modeste travail.

Nous tenant à remercier notre encadreur **M: KHELFI Mebarek** pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés

Nous remercions notre co-encadreur **M**: **ZOURGUI Nadjib Hemaidi** pour ses renseignements, ses efforts fournis qui contribuent soit pour l'élaboration de ce travail ou dans la formation du module pont.

Un Grand Mercie S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur **M**: **BABAKHOUYA Youcef** pour son aide crucial et ses conseils *tout le long de notre travail.*

***N**os remerciements et toutes les appréciations s'adressent à notre chef de srevice* **Mme. BOURBIA Amina** pour son investisement total pour l'école.

Nous tenons à remercier tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception.

Nous adressons aussi nos cordiaux et nos sincères remerciements à tous les ingénieurs de SAPTA qui ont fait preuves d'une grande disponibilité à nos égards.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous Associons, Enfin, A Ces Remerciements Tous Nos Collègues. Nous Avons Eu La Chance De Rencontrer Des Amis Formidables Qui Nous Ont Encouragés Et Soutenus Au Cours De Ces Cinq' ans. Qu'ils Trouvent Ici Le Témoignage de Nous Attachement Et De Nous Amitié.

Dédicace

Avant tous nous remercions le dieu tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais exprimer seulement par des mots. Que dieu vous protège et vous garde pour nous.

À mes chers frères Aymen, Taha et ma sœur Imane pour leur appui et leur encouragement,

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

À mon binôme, et très cher ami AMIN et toute sa famille

À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2021.

À mes chers amis Berkani, Yacine et Ayoub.

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin oude près à la réalisation de ce mémoire.

À vous…Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

ABDELHAMID

Dédicace

Avant tous nous remercions le dieu tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.

Je dédie ce modeste travail :

À ma très chère mère qui m'a fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais exprimer seulement par des mots. Que dieu te protège et te garde pour nous.

À mes chers frères et sœurs pour leur appui et leur encouragement.

À mon binôme, et très cher ami ABDELHAMID et toute sa famille

À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2021.
À mes chers amis Berkani, Saber et Ayoub.

A madame Bourebia Amina, chef service du department DMS

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin oude près à la réalisation de ce mémoire.
À vous…Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

AMIN

RESUME

ملخص:

يهدف هذا العمل الى تصميم و دراسة جسر يحمل اسم ج-8. 54 المتواجد في النقطة الكيلومترية 727 +54 ,يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السريع الذي يربط سطيف بجيجل. بدئنا هذا العمل ببحث ببليوغرافي حول أنواع الجسور. بعدها الى التصميم العام للمشروع بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة و بالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الأكثر ملائمة ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي : تقييم الحمولات - دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد- دراسة عناصر سطح الجسر و في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الأجزاء السفلية : الأرصفة و الدعائم.

تم انشاء نموذج الجسر بواسطة :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019

الكلمات المفتاحية : جسر, الإجهاد المسبق, الروافد, البنية التحتية

Résumé :

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc V54.8 qui se situe au PK 54+727, l'ouvrage fait partie du projet de la réalisation d'une autoroute qui relie Sétif a Jijel. Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur les types de ponts. Nous avons dressé par la suite à la conception générale dans laquelle on a proposé trois variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges l'étude de la précontrainte- l'étude des éléments du tablier, enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : les piles et les culées.

La modélisation a été établie par le logiciel :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019

Mots clés: viaduc, la précontrainte, les poutres, l'infrastructure

Abstract :

This work consists of designing and studying the bridge B54.8, situated from PK 54+727 to PK 54+906 and is part of the project realization of a highway that links between Setif and Jijel. In the following, we have drawn up a general approach, of which three variants have been proposed, then we choose the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation loads and overload- study of prestressing study of the elements of the deck. Finally, the design and the study of the infrastructure: the piers and the abutments.

The modeling was established by the software:

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019

Key words: bridge, the prestressing, beams, infrastructure



LISTES & SOMMAIRE



LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
Figure I.1. Différentes parties d'un pont 3
Figure I.2. Gamme de portée des ponts ..... ……21

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE
Figure II.1. Implantation du projet..... 23
Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée..... 24
Figure II.3. Le profil en long de la voie portée 25
Figure II.4. Profil en travers de la voie portée……..... 25
Figure II.5. Vue de loin de projet……..... 26
Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire National…….... 28

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
Figure III.1. Coupe transversale d'un tablier bipoutre 34
Figure III.2. Les dimensions des voussoirs 39

CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Figure IV.1. Diagramme contrainte-déformation du béton 48
Figure IV.2. Limitation des contraintes des sections en BP…….50

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES
Figure V.1. Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale 53
Figure V.2. La largeur roulable et la largeur chargeable 54
Figure V.3. Système de charge Bc 57
Figure V.4. Système de charge Br 60
Figure V.5. Système de charge Bt 60
Figure V.6. Système de charge Mc 120 61
Figure V.7. Le convoi D240 61

CHAPITRE VI. MODELISATION DU TABLIER
Figure VI.1. Modèle 3D de la poutre 65
Figure VI.2. Les 9 poutres qui constituent le tablier 66
Figure VI.3 . Modèle dalle avec un maillage imposé 66
Figure VI.4. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre 67
Figure VI.5. Moment max sous l'effet de la charge permanente 67
Figure VI.6. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 67
Figure VI.7. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 68
Figure VI.8. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 68
Figure VI.9. Effort trachant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 68

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Figure VII.1. Caractéristiques de la classe II de la précontrainte 71
Figure VII.2. Tracé du câble 76
Figure VII.3. Positions des trois câbles dans les différentes sections de la poutre……..... 80

Figure VII.4. Allure des câbles de précontraintes 80
Figure VII.5. Ferraillage de la section médiane 64
Figure VII.6. La flèche max sous l'effet de G 64
Figure VII.7. La valeur de la contre flèche sous l'effet de la précontrainte 95
Figure VII.8. La valeur de la flèche max sous la combinaison d'action (G+D240) 95

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER
Figure VIII.1. Moment max à l'ELS : Gmax + 1.2Bt 2voies 98
Figure VIII.2. Ferraillage de l'hourdis (les deux nappes) 99
Figure VIII.3. Les positions des vérins pour le veinage du tablier 99
Figure VIII.4. Le poids du tablier revient aux entretoises 100
Figure VIII.5. Diagramme des moments à l'ELS 100
Figure VIII.6. Diagramme des moments à l'ELU 101
Figure VIII.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 101
Figure VIII.8. Le ferraillage de l'entretoise 102
Figure VIII.9. Constitution type d'un appareil d'appui de type B [5] 103
Figure VIII.10. Les plaques de fixation 108
Figure VIII.11. Les dimensions en plan du dé d'appui 108
Figure VIII.12. Le ferraillage du dé d'appui 109
Figure VIII.13. Joint de chaussée de type Wd 110

CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PILE
Figure IX.1. Les dimensions de la pile P1 la plus haute 113
Figure IX.2. Ferraillage du pieu 123
Figure IX.3. Ferraillage de la semelle sous la pile 125
Figure IX.4. Ferraillage du fût 128
Figure IX.5. Schéma statique du chevêtre 129
Figure IX.6. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 129
Figure IX.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 130
Figure IX.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 130
Figure IX.9. Ferraillage du chevêtre 132

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE
Figure X.1. Les dimensions de la culée 136
Figure X.2. Les dimensions en plan de la culée 136
Figure X.3. La coupe transversale du ferraillage de la dalle de transition 143
Figure X.4. Le ferraillage du corbeau..... 144
Figure X.5. Le ferraillage de la culée..... 151

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I. EVALUATION DU POTENTILE DE LIQUEFACTION
Tableau I.1. Les ponts voutés..... 5
Tableau I.2. Les ponts à poutres en béton armé..... 6
Tableau I.3. Les ponts à poutres en béton précontraintes 8
Tableau I.4. Ponts à poutres mixtes acier/béton..... 10
Tableau I.5. Les ponts à poutres métalliques..... 11
Tableau I.6. Les ponts en arc..... 12
Tableau I.7. Les ponts suspendus……15
Tableau I.8. Les ponts haubanés……..……18

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
Tableau III.1. Prédimensionnement de la variante 01 ……..... 31
Tableau III.2. Prédimensionnement de la poutre métallique..... 34
Tableau III.3. Prédimensionnement de la pièce de pont 34
Tableau III.4. Prédimensionnement de la section transversale du voussoir 38
Tableau III.5. Analyse des variantes 40
Tableau III.6. Devis estimatif du coût de la variante 1..... 41
Tableau III.7. Devis estimatif du coût de la variante 2..... 42
Tableau III.8. Devis estimatif du coût de la variante 3..... 42

CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Tableau IV.1. Caractéristiques du béton 45
Tableau IV.2. Contrainte admissible à la compression du béton 47
Tableau IV.3. Module de déformation du béton 48
Tableau IV.4. Contrainte admissible de traction des armatures passives..... 36
Tableau IV.5. Résultats Robots……49

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES
Tableau V.1. Calcul du volume de la poutre 52
Tableau V.2. Poids du trottoir + revêtement 53
Tableau V.3. Les valeurs des charges permanentes 53
Tableau V.4. Les classes des ponts selon le RCPR 55
Tableau V.5. Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées ……..... 56
Tableau V.6. La valeur de la charge A(l) 57
Tableau V.7. Le coefficient de pondération Bc 58
Tableau V.8. Les résultats de calcul de la charge Bc 58
Tableau V.9. Les résultats de calcul de la charge Bt 60
Tableau V.10. Le coefficient de majoration dynamique 61
Tableau V.11. Les résultats de l'effort de freinage du système A(l) 61
.

CHAPITRES VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du tablier 71
Tableau VII.2. Les sollicitations (résultats de logiciel) 72
Tableau VII.3. détermination de Pmin……..72
Tableau VII.4. La vérification des contraintes 75

Tableau VII.5. La position des câbles dans la section d'about et médiane 78
Tableau VII.6. Le calcul détaillé de sollicitations……...79
Tableau VII.7. Les valeurs de f, R, β et α 79
Tableau VII.8. Les coefficients de f et φ 81
Tableau VII.9. Les résultats de calcul des pertes par frottement 81
Tableau VII.10. Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage 82
Tableau VII.11. Les résultats de calcul des pertes par déformation instantanée du béton……83
Tableau VII.12. Perte par retrait du béton ……...84
Tableau VII.13. Les résultats de calcul des pertes par fluage du béton..... 84
Tableau VII.14. Les résultats de calcul des pertes par relaxation 85
Tableau VII.15. Les résultats de calcul finaux des pertes 85
Tableau VII.16. Les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre……...87
Tableau VII.17. Les contraintes normales à l'ELS……...87
Tableau VII.18. Les valeurs des contraintes admissibles dans le béton.....88
Tableau VII.19. La vérification des contraintes à l'ELS 89
Tableau VII.20. Calcul de effort de précontrainte……90
Tableau VII.21. Calcul de Contrainte normale longitudinale au centre de gravité……..90
Tableau VII.22. Calcul des contraintes tangentielles……90

CHAPITRES VIII. ETUDE DU TABLIER
Tableau VIII.1. Réactions max à l'ELU 103
Tableau VIII.2. calcul de la valeur maximale des charges verticales a l'ELU……...106
Tableau VIII.3. Les joints de chaussée selon CIPEC 110

CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PILE
Tableau IX.1. Les PK et les hauteurs des piles 112
Tableau IX.2. Résultats de calcul des raideurs des fûts 115
Tableau IX.3. Résultats de calcul des rigidités des piles 115
Tableau IX.4. Résultats de calcul des rigidités des culées 116
Tableau IX.5. Résultats de calcul des forces sismiques horizontaux par appui 117
Tableau IX.6. Résultats de calcul de la force sismique transversale dans chaque appui……118
Tableau IX.7. Combinaisons des composantes de l'action sismique 119
Tableau IX.8. Efforts appliqués à la semelle de la pile 119
Tableau IX.9. Combinaisons d'actions à l'ELS 120
Tableau IX.10. Combinaisons d'actions à l'ELU..... 120
Tableau IX.11Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.121
Tableau IX.12. Efforts appliqués aux fûts 125
Tableau IX.13. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS 126
Tableau IX.14. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU..... 127
Tableau IX.15. Valeurs de charges appliquées au chevêtre 129
Tableau IX.16. Sections de ferraillage du chevêtre 130

CHAPITRE X. ETUDE DE LA CULEE
Tableau X.1. Les hauteurs des deux culées..... 132
Tableau X.2. Prédimensionnement de la culée 133
Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée Kad 135
Tableau X.4. Sollicitations les plus défavorables 136
Tableau X.5. Efforts sismiques des éléments de la culée 136

Tableau X.6. La poussée dynamique des terres..... 136
Tableau X.7. Effort sismique du tablier agissant sur la culée 137
Tableau X.8. Sommation des efforts sismiques du tablier et de la culée 137
Tableau X.9. Efforts à l'ELA 137
Tableau X.10. Les valeurs des rapports Mc/K en fonction des valeurs de h 139
Tableau X.11. Evaluation des efforts pour la dalle de transition 140
Tableau X.12. Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition 140
Tableau X.13. Combinaisons d'actions sur le corbeau 141
Tableau X.14. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal …….. 143
Tableau X.15. Résume ferraillage du mur en retour……...143
Tableau X.16. Efforts globaux sur la semelle sous la culée 144
Tableau X.17. les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu 148

LISTE DES ABREVIATIONS

RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VIPP : viaduc à traveés indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir courant.

fe : La limite d'élasticité des aciers passifs.

HA : Aciers à haute adhérence.

12T15 : Douze torons de quinze fils.

fprg : Résistance de rupture garantie.

fpeg : Résistance limite élastique garantie.

σsup : Contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σinf : Contrainte dans la fibre inférieure de la section.

$\bar{\sigma}bc$: Contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma}bt$: Contrainte de traction admissible.

E : Module d'élasticité longitudinale.

$\Delta\sigma inst$: La perte de tension instantanée.

$\Delta\sigma diff$: La perte de tension différée.

FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sisimique transversale.

HT : Force induit par la variation de la température.

Hflv : Force induit par les effets du retrait et du fluage.

Kh : Coefficient sismique horizontal.

Kv : Coefficient sismique vertical.

Kad : Coefficient de poussée.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
I.1.INTRODUCTION 3
I.2.CLASSIFICATION DES PONTS..... 3
I.2.1.Classification selon la voie portée……..……..4
I.2.2.Classification selon la structure……..……..4
I.2.2.1.Ponts voutées……...4
I.2.2.2.Ponts a poutre…….……6
I.2.3. Classification selon la nature……20
I.2.3.1. Ponts fixes……20
I.2.3.2. Ponts mobiles……20
I.2.3.3. Ponts provisoires……...20
I.2.4. Classification selon la brèche franchie……..…..20
I.2.4.1. Viaduc……...20
I.2.4.2.Nature de la brèche……..……...…21
I.3.Gamme de portées selon le type……..21

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE
II.1.INTRODUCTION 23
II.2.PRESENTATION DU PROJET 23
II.2.1. Objectif et situation……..23
II.2.2. L'obstacle et les causes……..……..23
II.3.LES DONNEES DU PROJET 24
II.3.1.Données fonctionnelles 24
II.3.1.1.Tracé en plan 24
II.3.1.2.Profil en long..... 24
II.3.1.3.Profil en travers 25
II.3.2.Données naturelles 25
II.3.2.1.Situation Topographique 25
II.3.2.2.Géotechnique 26
II.3.2.3.Sismicité de la région 27
II.3.2.4.Données climatiques 28
II.4.CONCLUSION 28

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT
III.1.INTRODUCTION 31
III.2.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 31
III.2.1.VARIANTE 01 : pont à poutres précontraintes de type VIPP 31
III.2.1.1. Conception longitudinale……..……31
III.2.1.2. Conception transversale……..……..31
III.2.2 VARIANTE 02 : pont mixte bipoutre..... 34
III.2.2.1. Conception longitudinale……...34
III.2.2.2. Conception transversale……34
III.2.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqué » ……...38

III.3. ANALYSE DES VARIANTES..... ..41
III.4.JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA VARIANTE 43
III.5.CONCLUSION 44

CHAPITRE IV. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL
IV.1.INTODUCTION 46
IV.2.NORMES ET REGLES DE CALCUL 46
IV.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 46
IV.3.1.Béton 46
IV.3.2.Armatures 47
IV.3.2.1.Armatures passives 47
IV.3.2.2.Armatures de précontraintes 47
IV.4.Contraintes admissibles …..... 47
IV.4.1. Béton……..47
IV.4.2. Armatures……..…49
IV.4.2.1. Contrainte limite de traction des aciers……49
IV.4.2.2. Classe de justification de la précontrainte ……49
IV.5.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS 50
IV.5.CONCLUSION 50

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES
V.1.INTODUCTION 52
V.2.DESCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES 52
V.3.EVALUATION DES ACTIONS 52
V.3.1.Evaluation des actions hors trafic 52
V.3.1.2.Charges permanentes complémentaires……...54
V.3.2.Evaluation des actions dues au trafic 55
V.3.2.1.Système de charge A 56
V.3.2.2.Système de charge B 58
V.3.2.3.Charge militaire Mc120 61
V.3.2.4.Coefficient de majoration dynamique 61
V.3.2.5.Efforts de freinage 62
V.3.2.6.Convoi exceptionnel D240 ..... ….62
V.4.CONCLUSION 63

CHAPITRE VI. MODELISATION DU TABLIER
VI.1.INTRODUCTION 65
VI.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE 65
VI.3.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE 65
VI.4.LES RESULTATS 67
VI.6.CONCLUSION 68

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VII.1.INTRODUCTION 70
VII.2.PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION 70
VII.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE..... 70
VII.3.1.Classe de la précontrainte 70
VII.3.2.Caractéristiques géométriques de la section 71

VII.3.3.Nombre de câbles 71
VII.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES 74
VII.5.TRACE DES CABLES DE PRECONTAINTE 75
VII.5.1.Principe 75
VII.5.2.Allure des câbles de précontrainte..... 76
VII.6.CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 80
VII.6.1.Définition 80
VII.6.2.Pertes instantanées..... 81
VII.6.2.1.Pertes de tension par frottement 81
VII.6.2.2.Perte par recul d'ancrage 82
VII.6.2.3.Pertes par déformation instantanée du béton 82
VII.6.3.Pertes différées 83
VII.6.3.1.Perte par retrait du béton 83
VII.6.3.2.Perte par fluage du béton 84
VII.6.3.3.Perte par relaxation du câble 84
VII.7.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS 86
VII.7.1.Phases de vérification 86
VII.7.2.Caractéristiques des sections..... 86
VII.7.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS 87
VII.7.4.Justification des contraintes tangentielles à l'ELS 89
VII.8.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES CONTRAINTES TANGENTILLES A L'ELU……91
VII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE 92
VII.9.1.Principe de ferraillage..... ..92
VII.9.2.Armature longitudinale de la zone tendue 92
VII.10.CONTRE FLECHE 93
VII.10.1.Contre flèche de construction 93
VII.10.2.Flèche due au poids propre 93
VII.10.3.La contre flèche de la précontrainte 94
VII.10.4.Vérification de la flèche à ELS……...94
VII.11.CONCLUSION 95

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER
VIII.1.INTRODUCTION 97
VIII.2.ETUDE DE L'HOURDI..... 97
VIII.2.1.Définition..... 97
VIII.2.2.Géométrie de l'hourdis 97
VIII.2.3.Méthode de calcul 97
VIII.2.4.Ferraillage de l'hourdis 98
VIII.3.ETUDE DE L'ENTRETOISE 99
VIII.3.1.Definition et principe de ferraillage 99
VIII.3.2.Modélisation et évaluation des efforts..... …..…99
VIII.3.3.Ferraillage ..... …….101
VIII.4.EQUIPEMENTS 102
VIII.4.1.Les appareils d'appui 102
VIII.4.1.1.Dimensionnement de l'appareil d'appui 103
VIII.4.1.2.Vérification du dimensionnement 105
VIII.4.1.3.Les plaques de fixation 107
VIII.4.2.LES DES D'APPUIS ..... .108

VIII.4.2.1.Dimensionnement des dés d'appuis 108
VIII.4.2.2.Ferraillage des dés d'appuis 108
VIII.4.3.JOINT DE CHAUSSEE 109
VIII.5.CONCLUSION 110

CHAPITRE IX. ETUDE DE LA PILE
IX.1.INTRODUCTION 112
IX.2.CONCEPTION DES PILES 112
IX.3.1 Le chevêtre 113
IX.3.2 Les futs 113
IX.3.3 La semelle 113
IX.3. PREDIMENSIONNEMENT DES PILES 113
IX.4.DESCENTE DES CHARGES 113
IX.4.1.Evaluation de l'effort sismique 114
IX.4.1.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal 114
IX.4.1.2.Evaluation de l'effort sismique transversal 117
IX.4.1.3.Combinaisons des composantes de l'action sismique 118
IX.4.2.Efforts appliqués à la pile..... 119
IX.4.3.Combinaison des efforts 120
IX.5.ETUDE DE LA FONDATION 120
IX.5.1.Etude des pieux 120
IX.5.2.Etude de la semelle 123
IX.6.ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE 125
IX.6.1.Etude des fûts 125
IX.6.2.Etude du chevêtre 128
IX.7.CONCLUSION 132

CHAPITRE X. ETUDE LA CULEE
X.1.INTRODUCTION 134
X.3.CHOIX DU TYPE DE LA CULEE 134
X.3.PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 134
X.4.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE 137
X.5.ETUDE STATIQUE DE LA CULEE 138
X.6.ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE 138
X.7.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 139
X.7.1.Etude du mur garde grève 139
X.7.2.Etude de la dalle de transition..... 141
X.7.3.Etude du corbeau 143
X.7.4.Etude du mur frontal 144
X.7.5.Etude des murs en retour 145
X.8.ETUDE DE LA FONDATION 146
X.8.1.Etude de la semelle 146
X.8.2.Etude des pieux 147
X.9.CONCLUSION 151

CONCLUSION GENERALE 153

BIBLIOGRAPHIES

ANNEXE A

ANNEXE B

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

D'abord, qu'est-ce qu'un pont ?

Un pont ou un ouvrage d'art comme on l'appelle au sens de l'art des ingénieurs, c'est une structure qui permet à une voie route ou chemin de fer de franchir un obstacle d'origine naturelle (rivière, brèche, un bras de mer…) ou artificielle (voie ferrée, autoroute…). Structurellement, on distingue trois modes fondamentaux de fonctionnement mécaniques des ponts :

- Flexion : les ponts dalles, à poutres, à caissons…
- Compression : sont des structures qui transmissent les efforts par compression (les ponts arcs, les anciens ponts à voutes…).
- Traction : sont les ponts à câbles où le tablier est suspendu par des haubans ou par un câble principal ancré dans les deux extrémités par l'intermédiaire des suspentes (les ponts suspendus).

Que contient ce travail ?

Dans ce présent mémoire, nous essayons de faire la conception et l'étude d'un pont autoroutier situé au PK54+727 de longueur égale à 160m rentre dans le cadre de la réalisation de la nouvelle l'autoroute qui relie Setif et Jijel. Ce travail contient dix chapitres où nous traiterons en détail l'étude de tous les éléments de ce pont à partir du tablier jusqu'aux fondations :

En premier lieu, nous allons commencer par une initiation à la recherche en traitant le risque de liquéfaction qui est un phénomène menace la sécurité des structures et des ouvrages de génie civil, hydraulique… En montrant la procédure d'évaluation du potentiel de liquéfaction selon des méthodes basées sur des résultats des essais in situ et au laboratoire.

Dans les chapitres qui suivent, on présentera les conditions et les données fonctionnelles et naturelles de ce projet qui nous mènerons par la suite de faire le bon choix de la variante la mieux adaptée à ces conditions dans la gamme des solutions envisageables. Une fois la variante pont à poutres précontraintes type VIPP a été choisie, un choix des matériaux de construction est nécessaire pour le reste de l'étude.

Ensuite, on calculera les sollicitations sur le tablier (moment fléchissant, efforts tranchants, réactions d'appuis…) en utilisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis Robot Structural Analysis 2019 où nous appliquerons les charges définies dans le règlement Algérien RCPR.

Puis nous allons dimensionner la précontrainte des poutres, étudier l'hourdi et les entretoises d'about selon les règlements et les codes de calcul. Sans oublier les équipements nécessaires pour le service et le bon fonctionnement de l'ouvrage : appareils d'appui, dés d'appui et joint de chaussée. Les deux derniers chapitres feront l'objet de l'étude de l'infrastructure, un chapitre est consacré à l'étude de la pile et le dernier est consacré à l'étude de la culée

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).
Un pont se compose de :

- **Le tablier :**

Elément résistant portant la voie.

- **Les appuis :**

Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).

- **Les fondations :**

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

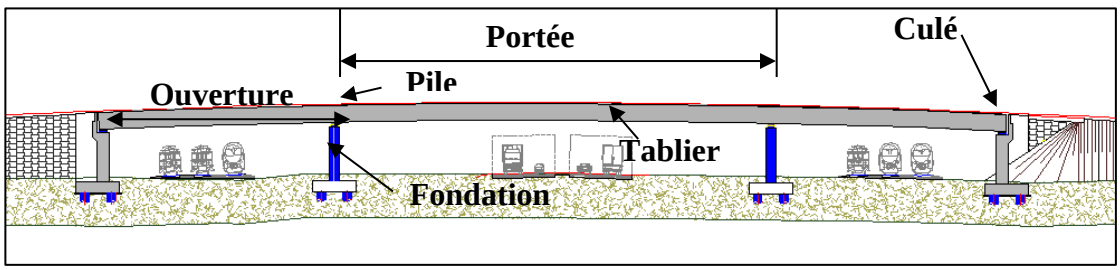


Figure 1.1 — Différentes parties d'un pont.

I.2. CLASSIFICATION DES PONTS

La classification des ponts peut être selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements

peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

I.2.1. Classification selon la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts-routes ;
- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway ;
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues ;
- Un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau ;
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal ;
- Un pont-avion ou pont-taxiway ;
- Un écoduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

I.2.2. Classification selon la structure

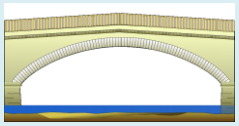
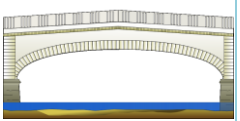
La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

I.2.2.1. Ponts voutés

Les ponts voutés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre, mais rapidement les ponts métalliques, autorisant des plus grandes portées, ont supplanté les ponts voûtés qui ne sont restés cantonnés qu'aux faibles portées. Le métal est également utilisé pour certains types de ponts voûtés.
Les ponts voûtés couvrent les portées de 2 à 100 mètres. Pour les très petites portées, les ponceaux voûtés massifs et en plein cintre, essentiellement employés comme ouvrages de décharge hydraulique, sont des ouvrages plutôt rustiques, mais ils constituent une solution simple et robuste.

Plusieurs critères peuvent différencier les ponts voûtés : la forme de la voûte, le type d'appareillage de la voûte, le type d'avant-bec ou d'arrière-bec. Ainsi la voûte peut être en plein cintre (demi-cercle parfait), en arc de cercle (segment d'arc), en ogive, en anse de panier ou en ellipse. Le bandeau de la voûte peut être extradossé à pierres rayonnantes, à double rouleau, bloqué, à double rouleau non extradossé, en tas de charge, avec platebande en tas de charge. Les becs peuvent être triangulaires, en amande, rectangulaires, ou circulaires.

Tableau 1.1 — Les ponts voutés.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Commentaire
Arc en plein cintre		 Vieux pont de Gien	L'arc de plein cintre est composé d'un demi-cercle complet, c'est le type de voûte le plus rencontré. Elles peuvent être surhaussée (c'est le cas pour le vieux pont de Gien), outrepassées (légère extension du demi-cercle) ou bombées (légère diminution du demi-cercle).
Ogival		 Pont Saint-Martial (Limoges)	L'ogive est formée de deux arcs de cercle qui se coupent à la clef, on dit également arcs brisés. La forme est très ancienne mais c'est au Moyen Âge qu'elle fut largement employée, car elle présente entre autres l'avantage de réduire les efforts horizontaux, et facilite ainsi la construction arche par arche dans le cas de ponts à travées multiples.
Arc de cercle		 Pont des Invalides	Ces voûtes sont conçues à l'aide d'un arc de cercle inférieur à un demi-cercle. Le surbaissement des voûtes se développa à partir du XVIe siècle, toutefois, c'est au XVIIIe siècle et sous l'influence de Jean-Rodolphe Perronet que les voûtes des ponts en maçonnerie devinrent beaucoup plus surbaissées qu'auparavant et les piles s'affinèrent de façon à favoriser l'écoulement des eaux.
Anse de panier		 Pont de Tolbiac	Très proche de l'ellipse, la voûte en anse de panier est composée d'un nombre impair d'arcs de cercle successifs dont les rayons varient au droit de la clef. Les concepteurs optaient généralement davantage pour ce type de voûte qui était plus facile à tracer que la forme

			elliptique. Elle possède également l'avantage de laisser passer un plus grand volume d'eau.

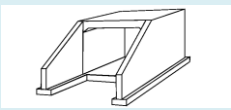
1.2.2.2. Ponts à poutres

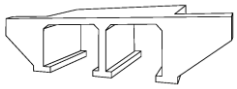
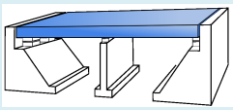
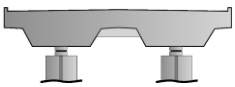
Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint.

- **Ponts à poutres en béton armé :**

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des entretoises. La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : les tabliers à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant les routes sont de ce type.

Tableau 1.2 — Les ponts à poutres en béton armé.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Cadre		 Passage petite faune	Souvent rencontrés en tant que passages inférieurs pour piétons, faune ou ruisseaux, les ponts-cadres sont établis sur radier, ce qui leur confère une très bonne portance, même sur sol de qualité médiocre. Les piédroits (ou culées) ainsi que les murs de tête en retour soutiennent les remblais, ils peuvent faire l'objet d'une recherche architecturale particulière visant à intégrer convenablement l'ouvrage dans le paysage.

Portique simple ou double		 Passage grande faune (Allemagne)	Les portiques sont conçus avec une dalle encastrée sur piédroits et sur piles intermédiaires dans le cas de travées multiples, il n'y a donc pas d'appuis et sur beaucoup pas de joints de chaussée, ce qui les dispense d'une grande partie d'entretien. Certains de ces ouvrages sont en partie ou intégralement préfabriqués et donc très rapides à mettre en place.
Pont dalle			Les ponts-dalles comprennent une dalle en béton coulée en place à travée unique ou à plusieurs travées continues posée sur appuis et dont la gamme de portées s'étend de 8 à 20 m. L'épaisseur des tabliers varie généralement de 0,45 à 1 m avec un dévers sur la face supérieure pour l'écoulement des eaux, mais peut intégrer des encorbellements en rive qui réduisent la masse de la dalle.
Pont dalle nervurée en béton armé			Lorsque la hauteur des poutres est supérieure à trois fois leur largeur, on parle de ponts à poutres sous chaussée, sinon, on parle de dalle nervurée. Le principal but recherché pour cette variante du pont-dalle est une réduction du poids propre du tablier.

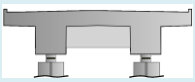
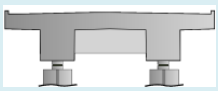
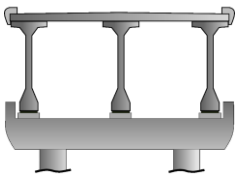
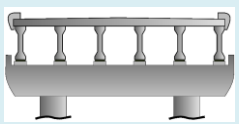
- **Ponts à poutres en béton précontraint :**

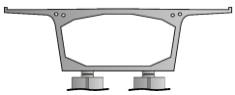
Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètre ;
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;

- Les ponts-caissons mis en place par poussage (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;
- Les ponts-caissons construits en encorbellement successif, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m. Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

Tableau 1.3 — Les ponts a poutres en béton précontraints.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Pont dalle ou dalle nervurée en béton précontraint	 Ou 	 Pont sur le canal de Briare	Les tabliers des ponts-dalles en béton précontraint figurent parmi les plus minces et accordent une grande finesse à la structure, ils s'adaptent particulièrement aux ouvrages à grandes courbures et autorisent des portées de 10 à 25 m.
Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes		 Pont de Champtoceaux	Usuellement dénommés ponts de type VIPP, les poutres sont précontraintes par post-tension, elles peuvent avoir des entretoises intermédiaires pour assurer la rigidité transversale, le hourdis supérieur peut-être coulé en comprenant les ailes supérieur des poutres mais l'emploi de pré-dalles posées sur les poutres permet de s'abstenir de coffrage temporaire. Les portées vont de 30 à 60 m.
Poutres précontraintes par adhérence		 Viaduc sur la Romme	On les nomme ponts de type PRAD, les poutres sont précontraintes par pré-tension en usine et acheminées sur chantier. Lorsqu'elles ne sont pas liées au niveau des appuis, elles sont isostatiques, dans le cas contraire, elles sont hyperstatiques. Les portées permises par ce type de pont

			sont de l'ordre de 30 à 50 m.
Poutres caissons en béton précontraint		 Pont de l'île de Ré	Le tablier est précontraint par des câbles de continuité qui assurent l'assemblage des différentes travées, ils peuvent être extérieurs ou noyés dans le béton, ainsi que de câbles de fléau qui soutiennent la structure et les différents voussoirs en phase de construction dans le cas d'une réalisation par encorbellement. L'ouvrage peut-être mono-caisson ou bi-caisson, avoir un tablier à hauteur constante ou variable.
Pont à béquilles		 Pont de Rječina	Les ponts à béquilles permettent, au même titre que les ponts en arc à tabliers portés de franchir de grandes brèches, ils sont également choisis pour leur esthétique qui dégage l'espace et qui épargne le site de ligne verticale, jugées désagréables dans certains paysages

- **Ponts à poutres mixtes acier/béton :**

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre-caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.

Tableau 1.4 — Ponts à poutres mixtes acier/béton.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Poutres sous chaussée avec dalle participante		 Viaduc de la Maine	Il s'agit d'une solution très économique et dont la gamme de portées s'échelonne de 25 à 110 m. Les poutres en I peuvent être à âmes pleines ou en treillis, de hauteur constante ou variable, on retrouve dans cette catégorie d'ouvrage les ponts bipoutres et multi poutres. Les dalles en béton armé sont liaisonnées mécaniquement à ces poutres.
Caisson en métal avec dalle participante		 Viaduc de Jaulny	Les ponts mixtes en poutre-caisson assurent une bonne répartition des charges et particulièrement pour les charges excentriques, ils résistent également très bien à la torsion que l'on retrouve notamment dans les ponts courbes. Différents agencements sont possibles : caissons à cellules multiples, double caissons, utilisation d'entretoises ou de diaphragmes, présence de bracons

- **Ponts à poutres métalliques :**

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XIXe siècle ou pour les ponts-rails. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées. Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.

Tableau 1.5 — Les ponts à poutres métalliques.

Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Poutres ou caisson en métal sous chaussée sans dalle		 Pont Guillaume-le-Conquérant	Une dalle est dite non participante dès lors qu'elle ne participe pas à la reprise des efforts de flexion du tablier, ces efforts sont intégralement repris par les poutres ou par un caisson métallique.
Caisson en métal avec dalle orthotrope		 Pont de Cheviré	Un caisson est constitué d'éléments visant à raidir la structure et éviter ainsi des phénomènes de flambement, de cisaillement et de torsion. La plupart des caissons sont étanches et certains subissent un traitement d'air afin de prévenir contre les problèmes de corrosion, ils peuvent également être visitables par des techniciens pour vérifier qu'aucun problème ne nuit à la structure.

- **Ponts en arc :**

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par un seul arc alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires.

Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).

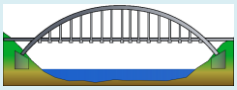
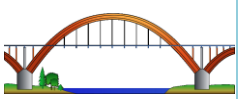
La structure permet de différencier principalement trois types de ponts en arc :

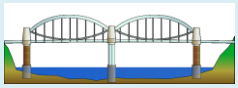
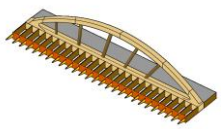
- Les ponts encastrés sur leurs points d'appui. Ces ouvrages ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées importantes sur leurs culées et le moindre déplacement de celles-ci met l'ouvrage en péril ;
- Les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu de l'ouverture ;

- Les ponts articulés aux deux points d'appui seulement.

Tableau 1.6 — Les ponts en arc.

Critères	Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Position relative du tablier	Suspendu		 Pont Elgin	Le tablier peut-être suspendu à l'arc à l'aide d'un système de suspentes reliant les deux éléments par l'intermédiaire de nœuds d'extrémité communs. Différents types de suspentes peuvent-être employés : câbles ou barres métalliques, potelets en béton armé
	Intermédiaire		 La Conner's Rainbow bridge	Les ponts à tabliers intermédiaires ont l'avantage d'autoriser de grands gabarits fluviaux ou maritimes, et dans le cas où les pieds d'arc se situent sur la rive de l'obstacle à franchir, cela minimise grandement le risque d'éventuels chocs avec des bateaux dans des zones à fortes navigations, comme ce fut malheureusement le cas pour le pont de Tjörn en Suède.
	Porter		 Pont de Bloukrans	Particulièrement adaptés au franchissement de brèches profondes où il n'est pas concevable de construire d'appuis intermédiaires, les ponts en arc à tabliers portés doivent cependant disposer de supports extrêmement stables pour transmettre tous les efforts

				déflexion au sol.
Matériaux	Acier		 Aggersundbroen	L'acier autorise une grande liberté au niveau architectural, ainsi, des constructions tout à fait particulières ont vu le jour à l'exemple des ouvrages de l'architecte Santiago Calatrava. De plus, les plus grandes portées ne sont réalisées avec l'acier, le pont de Chaotianmen avec sa structure triangulée, atteint la portée record de 552 m.
	Béton armé		 Pont de Saint-Pierre-du-Vauvray	Le béton est le matériau le plus économique pour les ponts en arc dont la plage de portées s'étend de 35 à 200 m, les formulations de plus en plus sophistiquées permettent d'affiner les ouvrages poudres questions esthétiques et dans le but de réduire les quantités nécessaires, favorisant davantage ces économies et la mise en œuvre des différents éléments.
	Pont CFST		 Pont de Liantuo	Les arcs des ponts CFST sont des tubes en acier remplis de béton. Le béton à l'intérieur du tube d'acier empêche celui-ci de flamber, tandis que le tube d'acier renforce le béton pour résister à des contraintes de tension et améliore sa résistance à la compression et la ductilité. Ce type de pont est apparu en Chine en 1990. En mars 2005, 229 ponts en arc CFST de plus

				de 50 mètres de portée avaient été construits ou étaient en construction en Chine.
Cas particuliers	Pont lenticulaire		 Royal Albert Bridge	Ces ouvrages disposent de deux structures porteuses en arc opposées l'une face à l'autre, rappelant la forme d'une lentille convexe. Certains possèdent uniquement une arche inférieure en position retournée placée sous le tablier comme c'est le cas pour le pont de Shiosai au Japon.
	Pont bow-string		 Viaduc de Briare	Des tirants rejoignent les deux extrémités de l'arc et reprennent en grande partie les efforts de flexion. À la différence des ponts en arc, les ponts de type bow-string transmettent des efforts verticaux sur leurs appuis, ils sont donc souvent classés parmi les ponts à poutre, on peut trouver par ailleurs la dénomination poutre bow-string. Ces ouvrages peuvent être métalliques ou en béton, ils s'adaptent à de nombreux domaines : ponts routes, ponts ferroviaires, passerelles.

- **Ponts suspendus :**

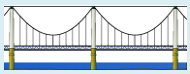
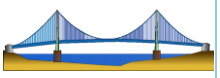
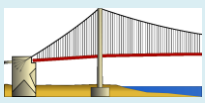
Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier

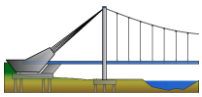
ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.

Dans le cas des ouvrages à travées multiples, les efforts de traction induits par les charges roulantes sont transmis jusqu'aux câbles de retenue par des câbles accrochés sur des selles ou des chariots mobiles en tête des pylônes et appelés « câbles de tête ». Dans le cas général, les câbles de retenue, situés entre les ancrages et les pylônes, ne supportent pas de charge. Les suspentes verticales peuvent être complétées par des haubans inclinés afin de réduire les déformations du tablier. La classification est la suivante :

Tableau 1.7 — Les ponts suspendus.

Critères	Type d'ouvrage	Schéma	Photo	Descriptif
Type de suspensions	Pont suspendu à chaînes		 Pont de Hammersmith	Il s'agit des premiers ponts suspendus modernes, initialement conçus avec des chaînes à maillons, le principe s'étendra à des barres de fer à œillet articulées qui permettent d'atteindre des portées jusqu'alors jamais égalées, l'anglais Thomas Telford réalisa en 1826 un record de 176 m avec le pont de Menai. Cette technique est cependant très peu utilisée de nos jours.
	Câbles métalliques		 Passerelle himalayenne du Drac	Les câbles métalliques sont formés d'un assemblage de fils métalliques cylindriques appelés torons, Marc Seguin révolutionna le concept des ponts suspendus au XIXe siècle en utilisant des câbles en faisceaux de fil de fer, beaucoup plus résistants et légers que les chaînes classiques. Aujourd'hui, ces câbles sont en acier et pour la

				plupart torsadés, ils nécessitent une protection de surface pour lutter contre la corrosion.
Type de tablier	Dalle béton et poutre de rigidité		 Pont de Mont jean-sur-Loire	Les dalles béton liées à des poutres de rigidité sont économiquement plus intéressantes que des tabliers entièrement métalliques, mais ne conviennent qu'aux portées moyennes. La poutre de rigidité placée en tant que garde-corps ou sous le tablier permet de raidir ce dernier et répartie les charges à l'ensemble des suspentes.
	Dalle orthotrope		 Pont du détroit d'Akashi	Les dalles orthotropes sont constituées de plaques d'acier raidies à l'aide de profilés longitudinaux ou transversaux. Ce type de tablier léger associé aux systèmes de ponts suspendus permet aujourd'hui d'atteindre les plus grandes portées, le pont Akashi-Kaikyō au Japon possède une portée principale inégalée de 1991 m. Actuellement, les ponts suspendus les plus longs utilisent tous ce type de tablier.
Type d'ancrage	Ancrage au sol		 Pont de Tancarville	Les massifs d'ancrages classiques doivent reprendre tout le poids du tablier par l'intermédiaire des câbles porteurs sous forme de forces de traction, plus le pont est long, et par conséquent lourd et plus ces forces sont importantes. Ces massifs sont donc très souvent constitués de matériaux lourds comme le béton et peuvent être implantés très profondément dans le sol qui doit être relativement stable. Les câbles porteurs se

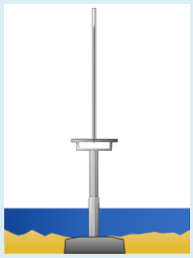
				répartissent dans les massifs afin de répartir les efforts sur une grande surface d'ancrage.
	Auto-ancrage		 Pont de Saint-Just-Saint-Rambert	Dans cette configuration, les câbles porteurs sont ancrés au tablier, les massifs d'ancrages (s'il y en a) ne transmettent au terrain que des forces verticales et les forces horizontales sont reprises par le tablier. Le poids propre du tablier contribue également à reprendre les forces de traction dues aux câbles porteurs. Cette solution est adoptée dans le cas où le sol est de mauvaise qualité et ne pourrait retenir des massifs d'ancrages indépendants.

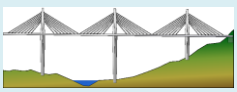
- **Ponts haubanés :**

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes. On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples. La première famille est la plus nombreuse. Dans de tels ponts les haubans les plus proches des culées sont appelés haubans de retenue. Ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité. Dans le cas des ouvrages à pylônes uniques, celui-ci peut être central, encadré par deux travées d'égale longueur, ou bien en position décalée. L'ouvrage peut être entouré ou non de viaducs d'accès.

Tableau 1.8 — Les ponts haubanés.

Critères	Type d'ouvra	Schéma	Photo	Descriptif
Type de nappe	Eventail		 Pont de Lézardrieux	Les haubans sont solidarisés entre eux en un point unique en tête de mât. Les haubans courts sont quasiment verticaux et ne s'opposent à aucun déplacement horizontal entre mât et tablier. Pour gérer les phénomènes de retrait ou de dilatation lié à la température, il suffit de libérer la liaison de l'un des mâts au moins avec le tablier.
	Semi-éventail		 Pont Rion-Antirion	Les haubans sont ici ancrés au mât sur une certaine hauteur en tête de celui-ci. Il s'agit d'un compromis entre l'esthétique et l'économie qui permet, entre autres, de faciliter les ancrages des haubans sur le mât.
Position de la nappe	axiale		 Pont de l'Iroise	Certains ponts ont été construits avec une suspension axiale. Ils sont en général à caractère autoroutier, pour pouvoir ancrer la suspension dans l'emprise de la bande axiale. Une protection efficace contre les risques de chocs de la suspension par les poids lourds est nécessaire.
	latérale		 Oresundsbron	Lorsque la hauteur est modérée, les mâts sont indépendants (ils sont reliés transversalement au niveau des fondations). Lorsque la travée principale est grande, il est en général nécessaire de les solidariser par l'intermédiaire d'une poutre transversale.

Type de tablier	métallique		 Pont d'Oberkassel	Les tabliers métalliques en dalle orthotrope sont intéressants pour les ponts de grande ou très grande portée principale. Ils permettent de limiter le poids propre à un cinquième environ de celle d'une section en béton.
	béton		 Pont de Koror-Babeldaob	Le développement du haubanage multiple a rendu économique la conception de tabliers en béton coulés en place ou, plus rarement, à voussoirs préfabriqués. Pour les petites portées, la section du tablier est souvent constituée d'une simple dalle, avec des bossages robustes latéraux permettant un bon ancrage des haubans.
Nombre de mats	un		 Nový Most	Quelques ouvrages ont été construits avec un pylône encadré de deux travées d'égale longueur. Plus fréquemment, la structure est dissymétrique. Lorsqu'il y a un viaduc d'accès, les câbles sont ancrés dans le tablier de ce dernier, sinon un massif d'ancrage est nécessaire.
	deux		 Pont de Saint-Nazaire	Il s'agit de la famille de ponts la plus nombreuse. Le rapport entre la portée des travées de rive et de la travée centrale est en général inférieur à 0,4 pour éviter que les haubans de retenue ne se détendent sous certains cas de charges.
	multi haubané			Ce type de solution permet de franchir de grandes brèches : terrestre comme pour le viaduc de Millau ou maritime comme le pont Rion-Antirion ou fluviale, comme le

			Viaduc de Millau	pont sur le Gange. Ce dernier, d'une longueur de 1600 m, comprend 9 travées de 159 m et deux travées de rives de 75 m.

I.2.3. Classification selon la nature

I.2.3.1. Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

I.2.3.2. Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distinguer :

- Un pont levant est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple ;
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau ;
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale ;
- Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'un fossé encerclant un ouvrage fortifié.

I.2.3.3. Ponts provisoires

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie militaire.

I.2.4. Classification selon la brèche franchie

I.2.4.1. Viaduc

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux,

plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie, certaines publications estiment qu'il convient d'utiliser le mot "viaduc" au-delà de 30 mètres d'ouverture et de 15 mètres de hauteur libre pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres types de ponts.

I.2.4.2. Nature de la brèche

Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer.

I.3. Gamme de portées selon le type

Le graphique ci-dessous présente les plages de portées pour lesquelles chacun des types de ponts présentés ci-dessus est le plus adapté. Il s'agit d'optima financier, qui peuvent être remis en cause pour des raisons esthétiques ou techniques.

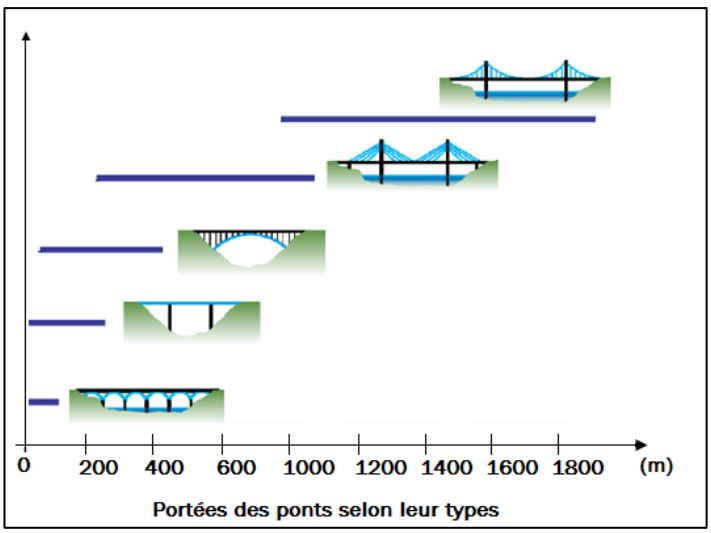


Figure 1.2 — Gamme de portée des ponts.



CHAPITRE II



PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Toute conception d'un pont doit satisfaire des exigences fonctionnelles et des exigences naturelles pour afin de pouvoir offrir des exigences ou usagers. Les exigences fonctionnelles sont tous les caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles sont directement lié à l'environnement et les éléments envi environnemental déterminant sa conception. Ces éléments sont détaillés dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Ce travail a pour but de faire la conception et l'étude d'un pont limité par le **PK 54+727** et le **PK 54+906** avec une longueur de **179.44 m**, sur la nouvelle pénétrante autoroutière reliant le port de **Djen-Djen** a **l'Autoroute Est-Ouest** El Eulma sur 110 KM. Cet ouvrage d'art, dit **V-54.8,** est situé au Nord-Est de la wilaya de Mila, dans la région Minar Zarza, elle se trouve à gauche de la route menant vers la commune de Tassadane. L'assiette du projet est limitée au Nord par Djimla, à l'Ouest par Tassadane et au Sud par Rouached.



Figure II.1. Implantation du projet

II.2.2. L'obstacle et les causes

- Ligne rouge élevé par rapport au terrain naturel (≥ 15 m).

- Eviter les grands remblais.

- Difficulté de stabilisation des remblais (des pentes transversales et longitudinales).

- Les reliefs difficiles.

- L'ouvrage affranchir une piste de forêt.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage de PK 54+727 au PK 54+906 Droit, L= 179 m

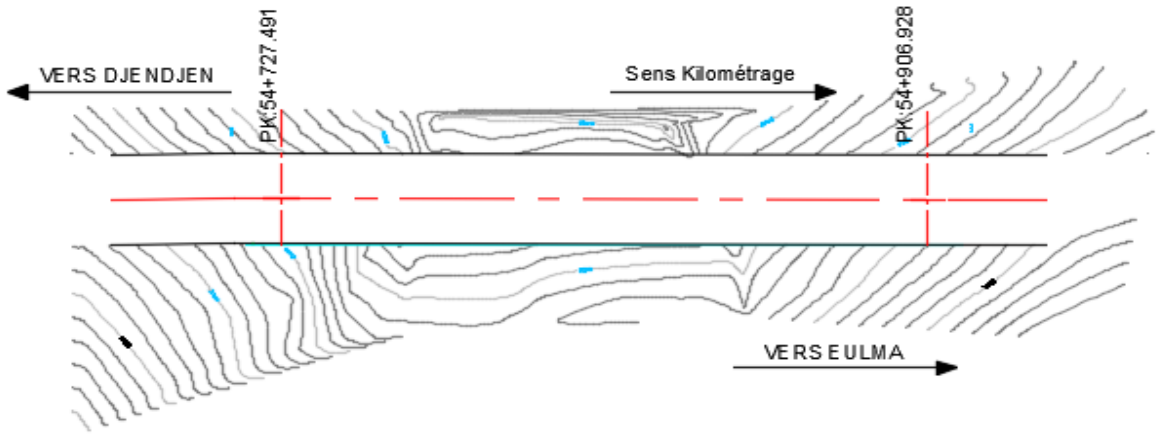


Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profile en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Linge droite.

- Pente P = 1 %

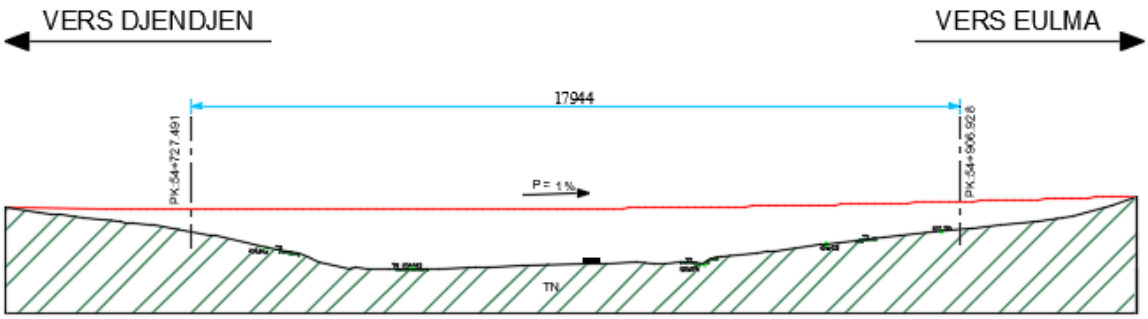


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée comporte :

– C1 : Barrière niveau H (BN4) seule H3=0.5m.

– Chaussée 3 voies + bande d'arrêts d'urgence : 12 m

– Bande séparative 1m.

– Chaussée 3 voies + bande d'arrêts d'urgence : 12 m

– C1 : Barrière niveau H (BN4) seule H3=0.75m

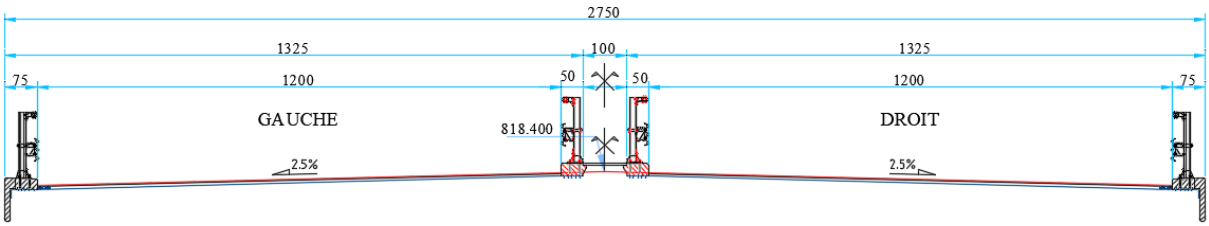


Figure II.4. Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Situation topographique

La région d'étude est caractérisée par un relief vallonné. Notre V- 54.8 se trouve au niveau de la ville Arbaoune (identifié à partir de la carte géologique de Djimla).

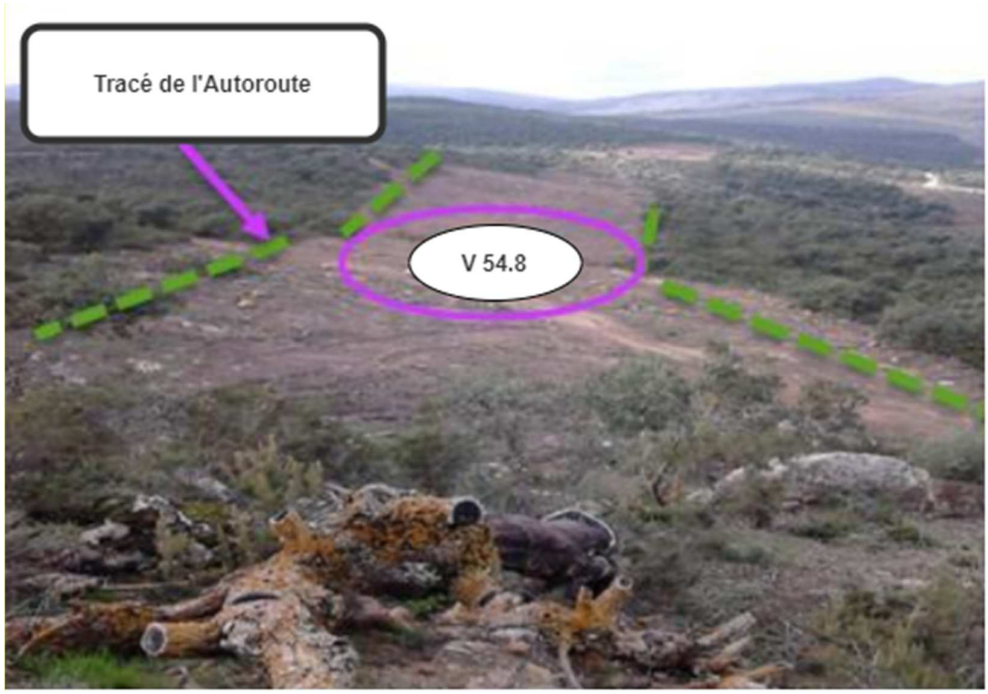


Figure II.5. Vue de loin de projet.

II.3.2.2. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…).

❖ **Essais in situ**

Aux fins de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, et les exigences du contrat, le LHCE (Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Est) a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Trois (03) sondage carotté «**SC**» avec prélèvement d'échantillon intacts ou remaniés.
- Pose de trois (03) Piézomètre à l'endroit des sondages.
- Trois (03) sondage pressiométriques « S.P » avec essai chaque 2m.

❖ **Essais de laboratoire :**

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Détermination des limites d'Atterberg :
  - Limite de liquidité W (%).
  - Indice de plasticité Ip (%).
- Détermination :
  - De la densité sèche γd /γw.
  - De la teneur en eau Wn (%).
  - Du degré de saturation Sr (%).
- Essais de cisaillement rectiligne non-consolide, non-draine pour avoir :
  - La cohésion apparente Cu (bar).
  - L'ange de frottement interne φ (°).
- Essai de compressibilité à l'œdomètre pour déterminer :
  - La contrainte de pré consolidation σc (bar).
  - L'indice de compressibilité Cc (%).
- Essai de compression simple sur roche.
- Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures).

II.3.2.3. Sismicité de la région

Ce qui concerne la stabilité du terrain selon la carte de drainage sismique du terrain zone naturelle (RPOA2008) qui fournée une répartition des zones d'activité en fonction de l'intensité du séisme.

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée

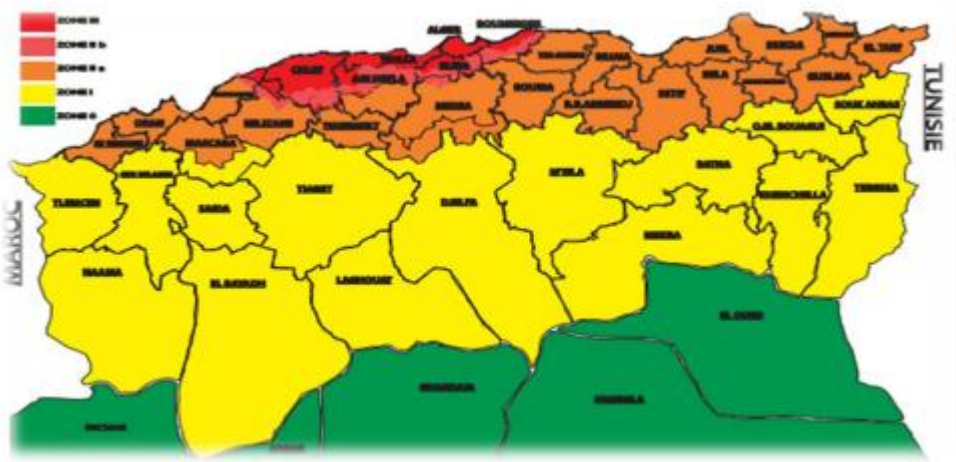


Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire National- RPOA2008

La région de Jijel Mila est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.3.2.4. Les données climatiques

- La température Les effets de température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle au Nord de Mila est caractérisée par un gradient thermique de 18°.
- La neige Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- Le vent Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présentés les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, les données naturelles et

fonctionnelles, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à la conception par la proposition de trois variantes, la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement)

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).

- L'implantation possible des appuis.

- La nature du sol de fondation

- Le gabarit à respecter.

- La brèche de l'ouvrage

- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. Variante 1 :« Pont à poutres précontraintes type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.

III.2.1.1. Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 4 travées équidistantes de 40m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 160m.

III.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996]

Tableau III.1. Pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Formule / Intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	L/22 < Hp< L/16	200
Epaisseur de la dalle	20 cm ≤ e ≤ 30 cm	25
Hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	225
Entraxe des poutres	140cm≤ λ≤ 200cm	170
Epaisseur du talon	10 cm ≤ Et ≤ 20 cm	15
Epaisseur du l'âme b0 a mi-travée	/	25
Epaisseur de l'âme b0 en zone intermédiaire	/	43
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	1190
Largeur de la table de compression	b≥0.6xHp	120
Nombre de poutres	N = La / λ + 1	8
Epaisseur de la table de compression	10 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	15
Largeur de talon	Lt = ((lxL²) / (Ht2 /K)) / N avec 1100 ≤ K≤ 1300	60
Entretoise d'about	/	30 x 150 cm^2

III.2.2. Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.2.2.1. Conception longitudinale

Le pont que nous proposant comprend 4 travées à hauteur variable, 2 travées principales de 50 m de longueur et deux travées de rives de 40 m de longueur ce qui nous donne une longueur totale de 180 m.

III.2.2.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la distance entre les poutres varie entre 1,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont.

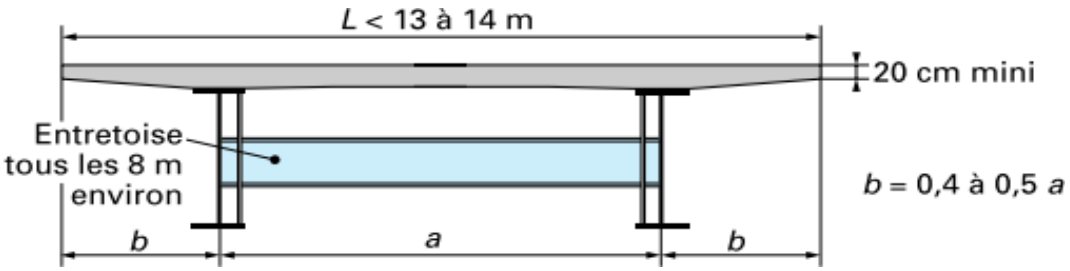


Figure III.1. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ a ≤ 0.55 L ⟍ On opte pour : a = 6.5 m, par conséquence b = 3.375 m.

- **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après [3].

Tableau III.2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 000
Hauteur à la clef	L/50 ≤ H‘ ≤ L/40	1 250
Loi de variation parabolique	H(x) =H-2.(H-H’).(x ℓ)+ (H-H’).(x ℓ) 2	
Epaisseur de l’âme	tw ≥ 0,005×d	40
Epaisseur semelle supérieure	20 ≤ ts ≤ 150	50
Largeur semelle inferieure sur pile	500mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	800
Largeur semelle supérieure sur pile	400mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	600
Largeur semelle inferieure à la clef	500mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	700
Largeur semelle supérieure à la clef	400mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	500
Epaisseur de la semelle inferieure	20 ti ≤ 150	60

- **Conception des entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 5 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Valeur en mm
Hauteur de l’entretoise	600
Largeur de la semelle b	250
Epaisseur de la semelle tf	20
Epaisseur de l’âme tw	20

- **Choix de la nuance d’acier**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

- **Connexion dalle-poutres**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

III.2.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqué »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. La technique consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Cette technique permet d'atteindre des longueurs des portées important de l'ordre de 150 m. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante Nota : Le record du monde de portée est de 300 m en Norvège

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante préfabriqué composé de deux travées principales de 55 m et deux travées de rive de 32.5 m chacune qui nous donne une longueur totale de 175 m.

- **Découpage des voussoirs Selon SETRA :**

- La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5 m à 4 m, voire 5 m On prend une longueur de voussoir égale à 2.35 m

- On suppose que la longueur du voussoir sur pile est de 6.8 m (coulé sur place)

- La longueur du voussoir sur clef est de 2.2 m En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 71.

3 voussoirs sur pile ; 4 voussoirs de clavage ; 62 voussoirs courants ; 2 voussoirs sur culée ;

II.2.3.2. Conception transversale

- **Choix du type de voussoir**

Dans le cas d'un tablier de largeur inferieur 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

- **Pré-dimensionnement de la section transversale**

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) [1], le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La figure III.3 précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

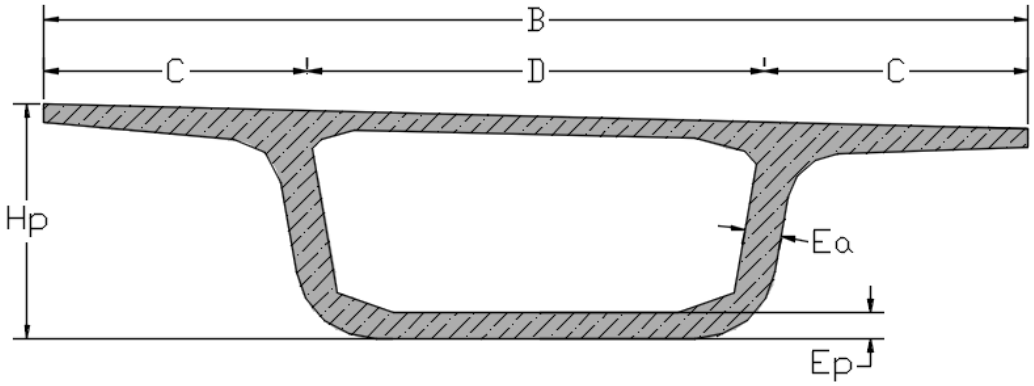


Figure III.3. Les dimensions du voussoir. [2]

Tableau III.4. Prédimensionnement de la section transversale du voussoir

Elément	Formule/ Intervalles	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	L/25 < Hp< L/20	3 m
Largeur de voussoir	B	13.25 m
C	B/4	3.3125 m
D	B-2C	6.625 m
E1	e1 ≥ 16 à 18 cm	0.25 m
E2	C/8 ≤ e2 ≤ C/7	0.41 m
E3	e3 > e2 - 10 cm et e3 > 1,5 e4	0.41 m
E4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	0.25 m
Inclinaison de l'âme	10% ≤ β ≤ 30%	10 %
Ea	ea ≥ 0,26 + L/500	1.5m
ec= ep	ec ≥ (18cm, 3 , ea/3)	0.35
Gossier supérieure	30° < α < 45°	45°
Gossier inferieur	30° < α < 45°	30°

III.3. ANALYSE DES VARIANTES

Tableau III.5. Analyse des variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	1-Un mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2-le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements des appuis et aux effets du gradient thermique. 3-L'absence à peu près complète de pathologie grave	1-Poids propre très important 2-Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.	1-La possibilité de franchir des grandes portées. 2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3-La rapidité d'exécution	1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier 2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. 3-Un cout très élevé. 4-Entretien périodique
Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit	1--La construction par encorbellements successifs permet de franchir des	1--Le poids est très important (tablier assez épais).

par encorbellements successifs.	rivières large sà forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. 2-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. 3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 4-Accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, profil en long) et ayant une qualité esthétique incontestable.	2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. 3-Le volume de calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages 4-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

- **Devis estimatifs et quantitatifs des variantes :**

Les devis estimatifs et quantitatifs des variantes sont donnés dans le tableau

Tableau III.6. Devis estimatif du coût de la variante 1

Variante N° 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour la dalle				
Béton	m^3	532.65	22 000,00	11718300.00
Acier	t	106.53	130 000,00	13848900.00
Pour les poutres				
Béton	m^3	1059.01	30 000,00	31770300.00

Acier actif	t	50.83	450 000,00	22873500.00
Acier passif	t	127.08	130 000,00	16520400.00
			Coût final	96731400.00

Tableau III.7. Devis estimatif du coût de la variante 2

Variante N° 02 : Pont mixte bipoutre.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour le tablier				
Béton	m^3	548.55	22 000,00	12068100.00
Acier PRS	t	387	400 000,00	154800000.00
Acier passif	t	109.71	130 000,00	14262300.00
			Coût final	181130400.00

Tableau III.8. Devis estimatif du coût de la variante 3

Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour les voussoirs				
Béton	m^3	1816.87	35 000,00	63590660.00
Acier actif	t	67.22	450 000,00	30249000.00
Acier passif	t	454.21	130 000,00	59047300.00
			Coût final	152886960.00

III.4. JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA VARIANTE :

L'analyse multicritères ci-dessus a pris en considération 4 critères principaux : l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

L'exécution :

1. Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la

Préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire à l'indisponibilité de ces dernier pour des portées importantes, sans oublier bien sur la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.

2. Pont mixte (bipoutre) :

Rapidité d'exécution de ce type

3. Pont à voussoirs (hauteur constante) :

La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes mais avec rapidité dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.et aussi demande une main qualifiée et un matériel spécifique.

L'entretien :

1. Pont mixte (bipoutre) :

-Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion

2. Pont a voussoirs (hauteur constante) :

Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. Mais dans le cas d'un choc on constate une difficulté de réhabilitation

3. Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

L'esthétique :

De point de vue d'esthétique, les ponts en voussoirs c'est mieux que les ponts mixte.et les ponts à poutres précontraintes.

L'économie : Selon les devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes (Tableau III.6), le pont mixte c'est le plus chère, et le pont a poutres est le moins chère.

III.5. CONCLUSION

Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution, ***Pont a poutres***, est plus adaptée que les autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

CHAPITRE IV

CARACTERIQTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 . INTRODUCTION :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.3.1. Béton:

TABLEAU IV. 1. **Caractéristiques du béton**

	Superstructure	Infrastructure
fc 28 (MPa)	40	27
Ciment	CPA 42.5	CPA42.5
Dosage	450	350
ft 28 (MPa)	3	2.22

Avec : f_{t28} **=0.6+0.06** f_{c28}

NB : La densité du béton armé est de **25 kN/m3.**

IV.3.2. Armatures :

IV.3.2.1. Armatures passives :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**
-La limite d'élasticité **:** f_e**= 500 MPa**
-Modules de la déformation élastique : **Es= 200 GPa**
-Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes :

L**es** armatures de précontraints sont constituées de torons **15T15s TBR et 9T15**

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1860 MPa**
- Limite élastique **:** f_{peg}**= 1674 MPa**
- Module d'élasticité **: Ep= 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron **: Ap 1toron = 140/150 mm²**
- Section d'un câble **: Ap = 1950/1680 mm²**
- Diamètre du gain **: Φ = 80 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures **: ρ = 2.5%**
- Coefficient de recul d'encrage **: g = 6 mm**
- f_{peg}: limite élastique conventionnelle à 0,1%.
- f_{prg}: contrainte de rupture garantie

Remarque : pour la justification du choix des câbles (15T15s et 9T15) et du béton (f_{c28} = 40 MPa) voir remarque page 73 et remarque page 75.

IV.4. Contraintes admissibles

IV.4.1. Béton

- **Contraintes admissibles à la compression**

A ELU :

Fbu = $\frac{0.85 \times fcj}{\theta.\gamma b}$ avec

θ: dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action :
θ = 1 t >24h
θ = 0.9 1h ≤ t ≤ 24h
θ = 0.85 t < 1h
Et :
γb : dépend de la situation du projet :
γb = 1.5 : en situation durable ou transitoire
γb = 1.15 : en situation accidentelle

à L'ELS :

f**bc= 0.6 ×** f**c28 (MPa)**

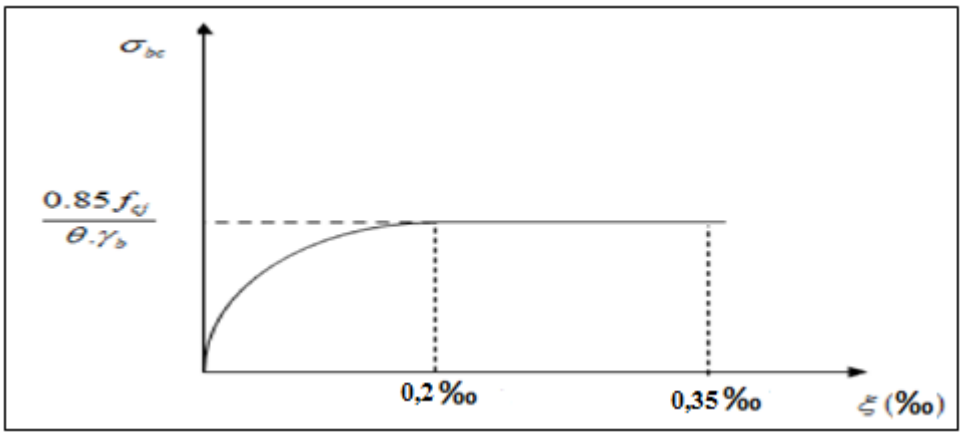


FIGURE IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton

Le tableau suivant représente les valeurs des contraintes admissibles dans le béton aux états limites :

TABLEAU IV. 2.**Contrainte admissible à la compression du béton**

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f$bu (MPa)	γb= 1,5	22.66	15.30
		γb= 1,15	29.56	19.95
ELS	$f$bc (MPa)		24	16.2

Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "**Eij**" défini
par les règles **B.A.E.L** comme ce qui suit :

Eij = **11 000**×$\sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h ;

Eij = **3700**×$\sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.4.2. Armatures

IV.4.2.1. Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.3. Contrainte admissible de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure
Peu nuisible	$\sigma_s = fe/\gamma_s$	γ_s =1,15 Durable ou transitoire	434.78
		γ_s = 1 Accidentelle	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\{1/2 \times fe ; 110\sqrt{n \times ftj}\}$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\{0.5 \times fe ; 90\sqrt{n \times ftj}\}$		250

Avec :
n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.
n = 1,6 Aciers à haute adhérence.
Et :
ftj = 0.6+0.06.fcj

IV.4.2.2. Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures

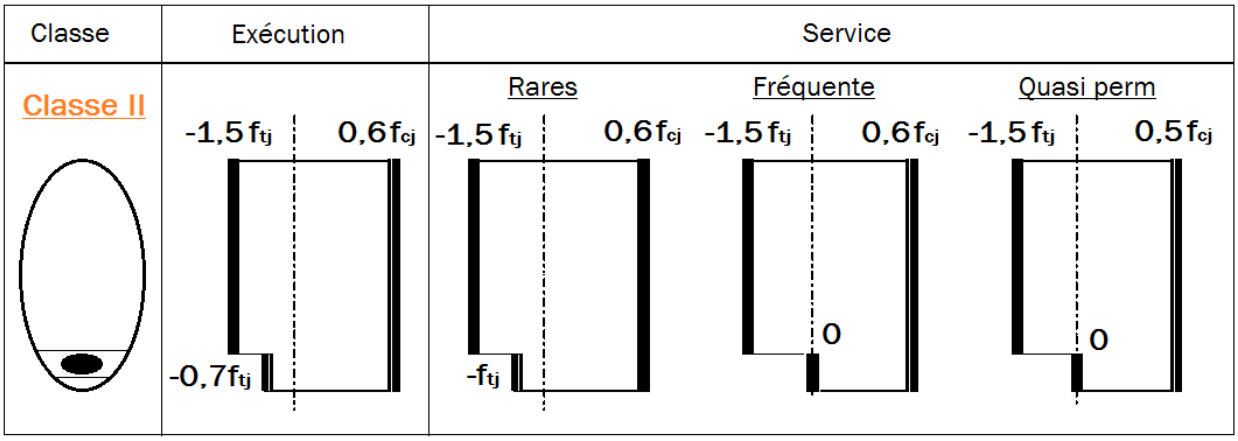


Figure IV.2 Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

La section transversale de la poutre a une variation au niveau de l'âme, augmentation de l'épaisseur sur les extrémités, on distingue trois sections différentes (section d'about, section intermédiaire, section médiane) qui ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Ig: moment d'inertie de la section brute par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

B_{brute}: L'aire brute de la section .

v' : distance du centre de gravité à la fibre supérieure

v : distance du centre de gravité à fibre inférieure

Les résultats suivants obtenus à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis 2019 :

Tableau IV.4. Résultats Robots

Section	About	Intermédiaire
B_{brute} (m^2)	1.30	0.7758
v' (m)	1.07	1.1272
v (m)	0.93	0.8728
Ig (m4)	0.48	0.3721

IV.6. CONCLUSION

La définition des matériaux et leurs caractéristiques est indispensable pour le dimensionnement des éléments de la structure qu'on va les traiter dans les chapitres suivants.

CHAPITRE V

CHARGES ET SURCHARGES

V.1.INTODUCTION

Le pont doit pouvoir résister à toutes les sollicitations dues à son propre poids pendant toute sa durée de vie, ainsi qu'aux sollicitations dues à la surcharge de fonctionnement et à tous les effets naturels et fonctionnels.

Dans ce chapitre, nous décrirons et évaluerons toutes les principales actions applicables au pont selon le RCPR (définition des règles de calcul et de test des charges des ponts routiers) pour déterminer les efforts générés par ces charges.

V.2.DESCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

A propos aux actions appliquées à l'ouvrage, on distingue :

V.2.1. Les charges permanentes :

Elles comprennent :

- **Poids propre des poutres.**
- **Poids de la dalle.**
- **Poids des entretoises.**
- **Les compléments des charges permanentes :** Tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont (revêtement, garde-corps, la glissière de sécurité, la corniche et les trottoirs).

V.2.2. Les surcharges (actions dues au trafic) :

Sont toutes les actions qui dues à l'exploitation de l'ouvrage, on va s'intéresser aux :

- Système de charge routière type A(l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D 240
- La circulation des piétons et des cycles St

V.3.EVALUATION DES ACTIONS

V.3.1. Evaluation des actions hors trafic

- **Charges permanentes**

-Poids propre des poutres : la poutre qu'on a conçue est à section variable présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme, comme présente la figure ci-dessous :

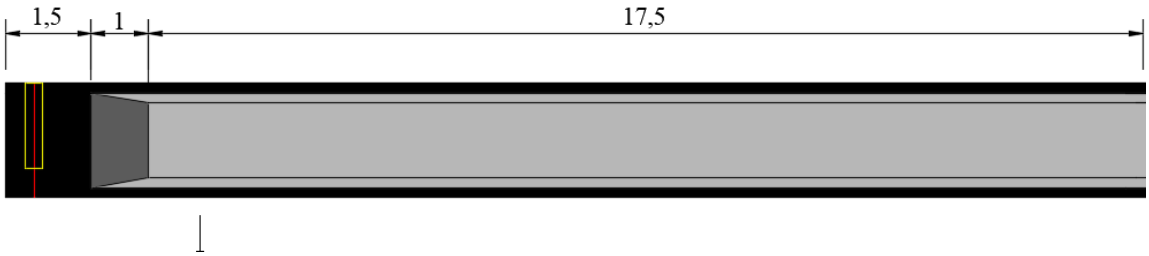


Figure V.1. Vue longitudinale de la moitié de la poutre représente la variation de la section transversale

Poids propre des poutres : Ppoutres = n×ρba×V
Sachant que :

- **n : représente le nombre des poutres par travée et égale à 8 poutres.**
- **ρba : le poids volumique du béton armé = 25 KN/m3**
- **V : le volume de la poutre en : m3**
-

Tableau V.1. Calcul du volume de la poutre

Section	About	Intermédiaire	Médiane
Longueur (m)	3	2	35
Aire (m²)	1.299	1.0221	0.7758
Volume (m^3)	3.897	2.0442	27.153
Volume total (m^3)		33.0942	

Donc :
$P_{\textbf{poutres}}$ = 8×25×33.0942=6618.84 KN
$P_{\textbf{poutre}}$-seul = 827.355 KN

- **Poids de l'hourdis**

Phourdis = L×l×e×ρba
Sachant que :

- L : longueur de l'hourdis, égale à 40m.
- L : largeur de l'hourdis, égale à 13.1m.
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0.25m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé : 25 KN/m3

Donc :

$P_{hourdis}$ = 3275 KN

- Poids des entretoises = $2 \times S \times e' \times \rho_{ba}$ Sachant que :
- S : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 10.86 m^2 .
- e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3m.
- ρ_{ba} : le poids volumique du béton armé : 25 KN/m3

Donc :

$P_{entretoises}$ = 162.9 KN

V.3.1.2.Charges permanentes complémentaires

- Poids du revêtement et des trottoirs

Tableau V.2. Poids du trettoirs + revêtement

Elément	Epaisseur e(m)	Largeur (m)	Poids volumique du matériau ρ(KN/m^3)	Poids (KN/ml)
Revêtement	0.08	12	24	23.04
Trottoirs	0.3	0.5+0.6	25	8.25

-Poids de la corniche

$P_{corniche}$ = 0.112×25 = 2.8 KN/ml

-Poids du (garde-corps)

(Pour les deux cotés)

P = 2×1.5 KN/ml = 3 KN/ml

Le tableau suivant récapitule toutes les valeurs des charges permanentes et les charges permanentes complémentaires :

Tableau V.3. Les valeurs des charges permanentes

Les éléments	Poids en (KN)
Les poutres	6618.84
L'hourdis	3275
Les entretoises	162.9
Les équipements	1337.36

Donc, la charge permanente totale pour une travée égale : **G = 11394.1 KN**

Action thermique

Le gradient thermique c'est la variation de température entre l'échauffement et le refroidissement de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2RCPR, en phase de construction (±12°C), en phase de service (±7°C).

Au nord de l'Algérie, on a une variation uniforme de température de : +35°C jusqu'à -15°C.

V.3.2. Evaluation des actions dues au trafic

Les caractéristiques de pont

Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie et classe de pont

Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.
Pour notre cas : $\mathbf{L_R = 12m.}$

Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe. Dans le cas contraire, on garde la largeur roulable.

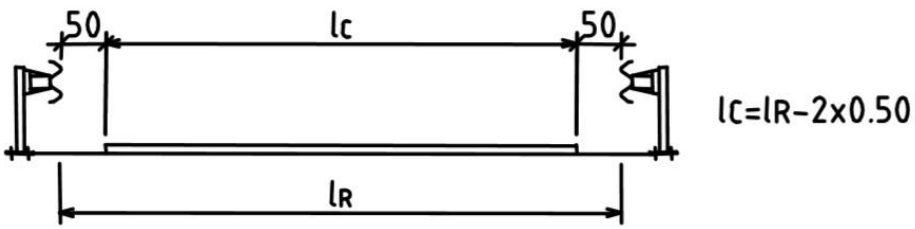


Figure V.2. La largeur roulable et la largeur chargeable

Dans ce cas : $\mathbf{L_C = 12\text{-}2\times0.5 = 11m.}$

Nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. $\mathbf{N = [L_C/3] = [11/3] = [3.67] = 3}$

On va prendre : **N = 3 voies.**

Largeur d'une voie

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_V = \frac{LC}{3} = \frac{11}{3} = 3.67m$$

Classe du pont

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Tableau V.4. Les classes des ponts selon le RCPR

Classe de pont	Description
1ere classe	Les ponts qui ont une largeur roulable L_R> 7m
	Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées
	Tous les ponts urbains ou en zone industrielle
	Les ponts qui ont L_R< 7m, qui sont désignés par le CCTP
2eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : 5.5m <L_R< 7m
3eme classe	Les ponts qui ont une largeur roulable : $L_R \leq$ 5.5m

On a : L_R = 12m > 7m, **donc notre pont est de 1 ère classe.**

Les systèmes de charge à considérer

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :
-Système de charge routière type **A(l)**
-Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)**
-Système de charge militaire **Mc 120**
-Convoi exceptionnel **D 240**

V.3.2.1. Système de charge A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients.

La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

A(l) = 2.3+ $\frac{360}{l+12}$ longueur chargée du tablier en (m)

A(l) = 2.3+$\frac{360}{40+12}$ = **9.22 KN/m²**

En fonction de la classe de pont et du nombre de voies la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients **a1** du tableau **4.1-RCPR**

Tableau V.5. Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées

Classe du	Nombre de voies				
pont	1	2	3	4	5
Première	1	1	0.9	0.75	0.75
Deuxième	1	0.9	-	-	-
Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge A1 est obtenue par :

$$A1 = max\begin{cases}4 - 0.002l \\ \alpha 1 \times A(l)\end{cases}$$

$$A1 = max\begin{cases}4 - 0.002 \times 40 = 3.92\ \text{KN/m} \\ 0.9 \times 9.22 = 8.298\ \text{KN/m}^2\end{cases}$$

Donc : A1 = 8.298 KN/m²

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient **a2 = v_0/v**, v étant largeur d'une voie et **v_0 = 3.5m** en fonction de la classe du pont du tableau **4.2-RCPR**

La charge **A2 = a2×A1** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats finaux obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. La valeur de la charge A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)*a1*a2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (KN/ml)
1	40	9.22	1	0.95	8.80	3.67	32.28
2	40	9.22	1	0.95	8.80	7.33	64.56
3	40	9.22	0.9	0.95	7.92	11.00	87.16

V.3.2.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :
Le système Bc se compose de camions types (300KN).
Le système Br se compose d'une roue isolée (100KN).
Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Système de charge Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. La figure ci-dessous représente ses caractéristiques :

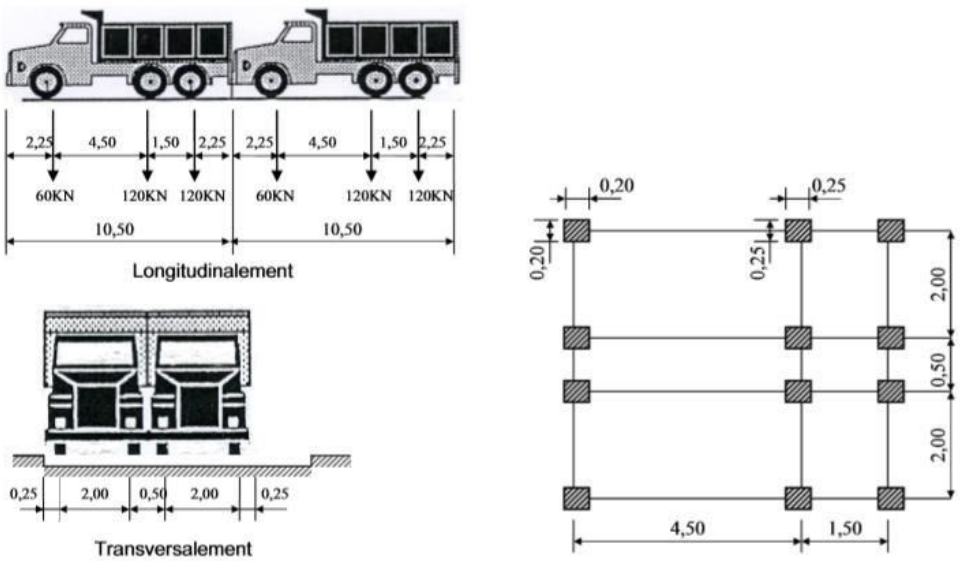


Figure V.3. Système de charge Bc

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient B_c dépend de la classe du pont et le nombre de voies considérées est présenté dans le tableau 4.3-RCPR suivant :

Tableau V.7. Le coefficient de pondération Bc

Classe du	Nombre de voies chargées				
pont	1	2	3	4	5
Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

Les résultats de la charge B_C sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Les résultats de calcul de la charge Bc

Nombre de voies	Bc (KN)	bC		Bc× bc (KN)
1	600	1.2		720
2	1200	1.1		1320
3	1800	0.95		1710

Système de charge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0, 60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

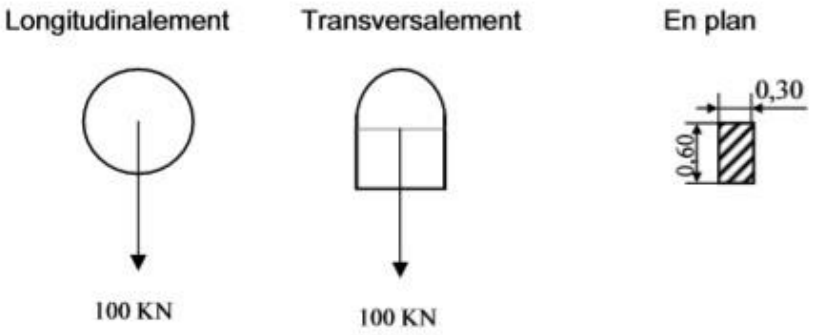


Figure V.4. Système de charge Br

Système de charge Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques de la figure suivante :

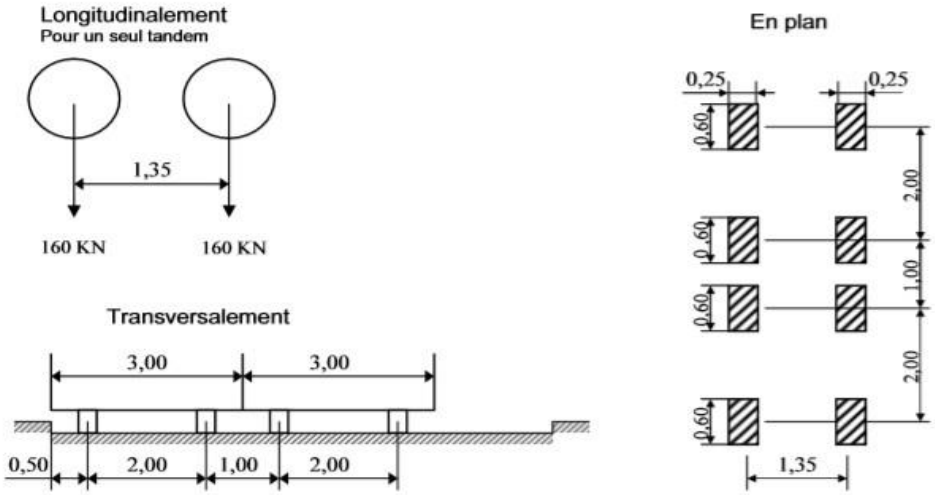


Figure V.5. Système de charge Bt

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par un coefficient b_t qui dépend de la classe du pont, le tableau **4-4/RCPR** présente ses valeurs (pour notre pont $b_t = 1.2$). Les résultats de la charge B_t sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Les résultats de calcul de la charge Bt

Nombre de voies	Bt (KN)	b_t	Bt×b_t (KN)
1	320	1.2	384
2-3	640	1.2	768

V.3.2.3.Charge militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles leurs impacts sur la chaussée sont supposés uniformément chargé. La figure suivante (**4-5/RCPR**) présente ses caractéristiques :

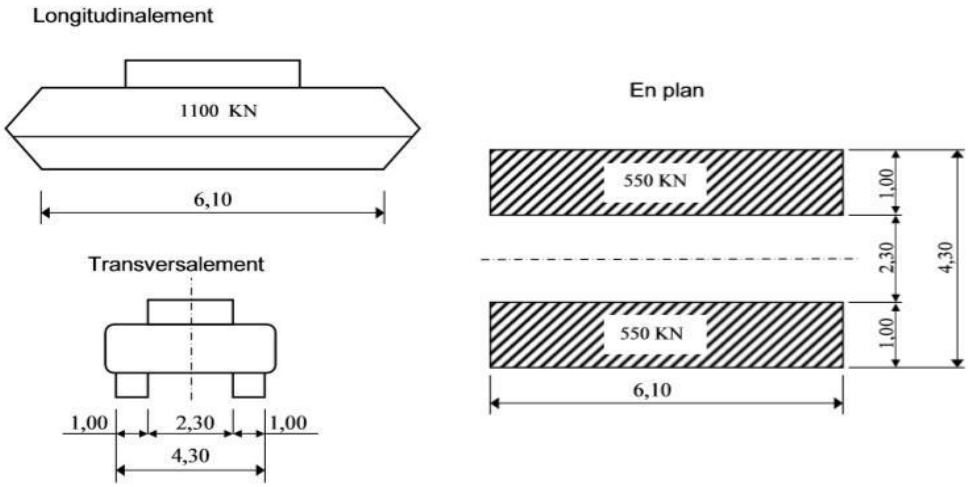


Figure V.6. Système de charge Mc 120

V.3.2.4. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et Mc 120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec :
L : représente la longueur de l'élément exprimée en (m).
G : sa charge permanente.
S : sa charge B maximale.
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. Le coefficient de majoration dynamique

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	40	11.3941	1710	1.066
B_t			768	1.054
Mc120			1100	1.059

V.3.2.5. Efforts de freinage

Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_C se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

Système de charge A

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035S} \quad \text{en KN}$$

Avec :
S : la surface chargée en (m^2)
Les résultats de l'effort de freinage pour les trois voies sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.11. Les résultats de l'effort de freinage du système A(l)

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	146.67	8.80	62.95
2	293.33	8.80	122.82
3	440.00	7.92	161.85

V.3.2.6. Convoi exceptionnel D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul sur le pont (exclusif de toutes les autres charges) quel que soit la largeur et la longueur du pont. Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de

18,60m de long.

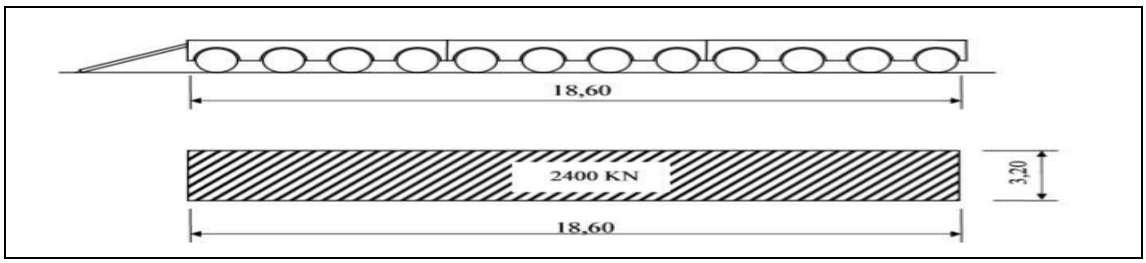


Figure V.7. Le convoi D240

V.4.CONCLUSION

On a défini dans ce chapitre les différents types de charges appliquées au pont selon le règlement Algérien (RCPR), afin de pouvoir modéliser la structure (l'objectif du chapitre suivant) et de calculer les sollicitations.

CHAPITRE VI

MODELISATION DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va déterminer les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) dus aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précèdent, pour cela, on a opté le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2019 pour modéliser notre structure.

Tant que le pont est isostatique de six travées identiques et indépendantes, on s'intéressera de modéliser une seule travée qui est considérée représentative aux autres travées.

VI.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis permet de modéliser la structure de l'ouvrage, de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer les calculs sur des modèles complexes, avec une visualisation graphique, grâce d'un maillage qui nous permet d'obtenir une précision suffisante.

Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25cm, qui repose sur 8 poutres solidarisées par des entretoises au l'about, l'ensemble reposent sur des appuis.

VI.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

Les poutres

La poutre est modélisée en élément 'barre', et on introduit les trois sections de la poutre 'section d'about', 'section intermédiaire', et 'section médiane' avec le choix de matériau de construction (béton40).

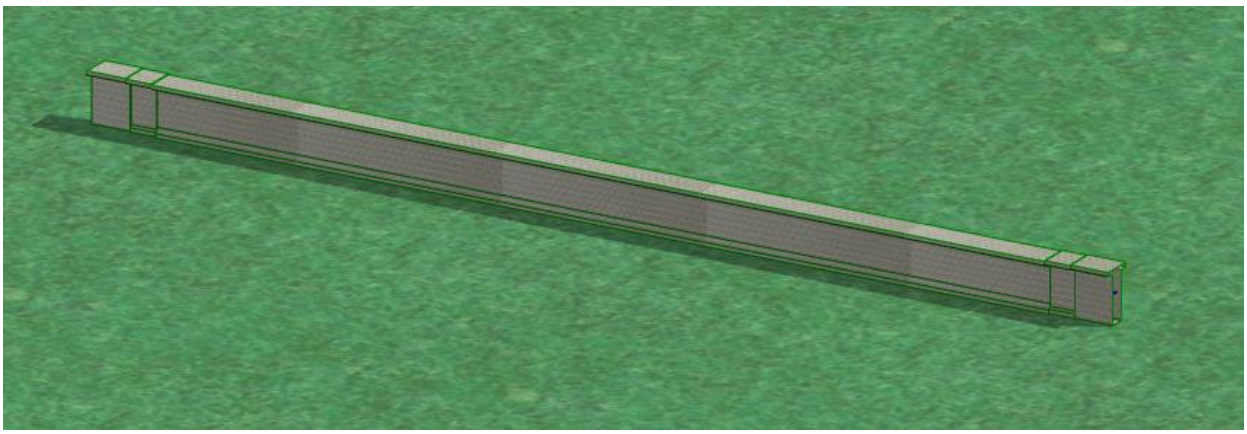


Figure VI.1. Modèle 3D de la poutre

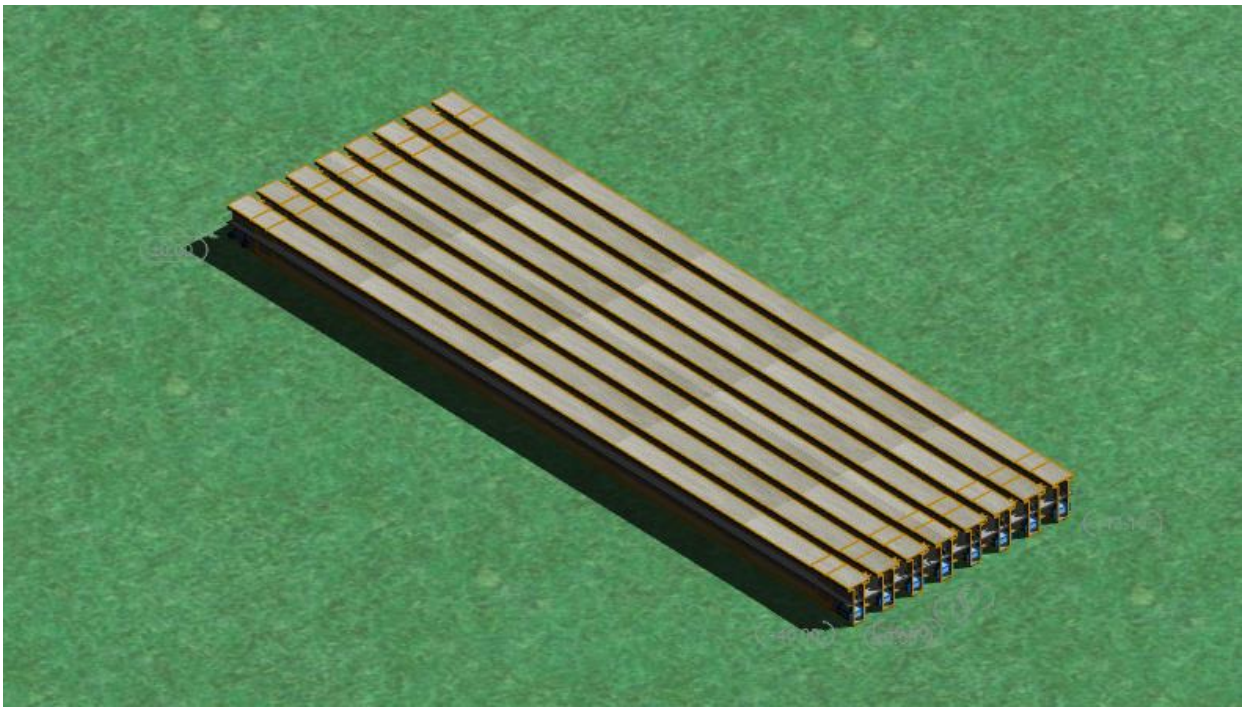


Figure VI.2. Les 8 poutres qui constituent le tablier

L'hourdis

On a utilisé l'élément 'panneau' pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction correspondant (béton40)

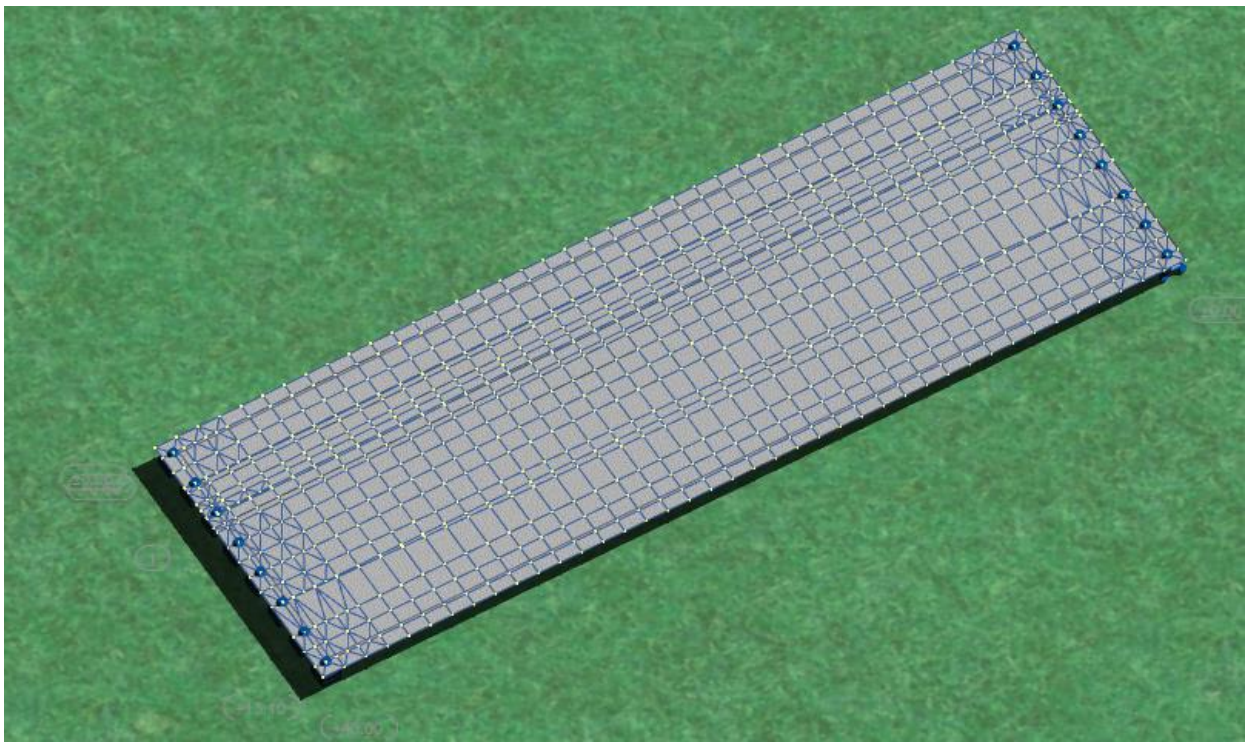


Figure VI. .3 Modèle dalle avec un maillage imposé

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le chapitre précèdent avec ses valeurs (Chapitre V : calcul des charges et surcharges)

VI.4.LES RESULTATS

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2019 sont présentés dans les figures suivantes :

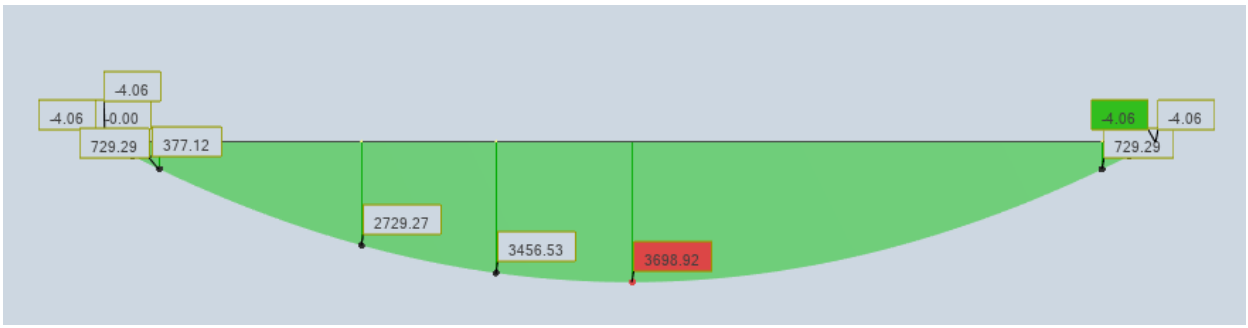


Figure VI.4. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

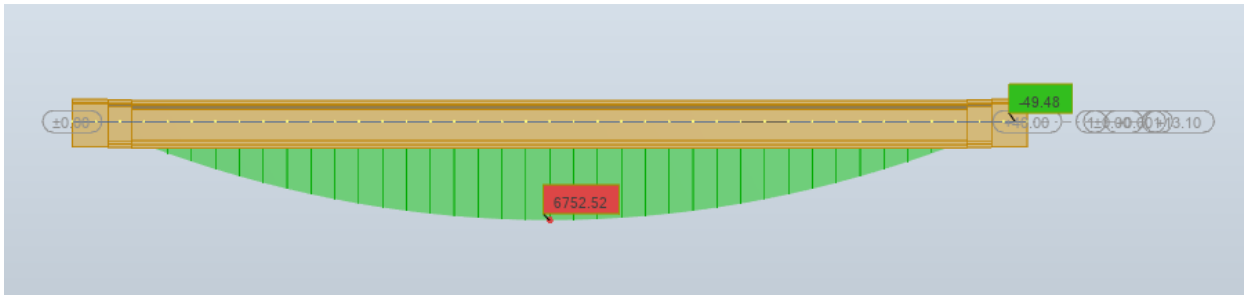


Figure VI.5. Moment max sous l'effet de la charge permanente

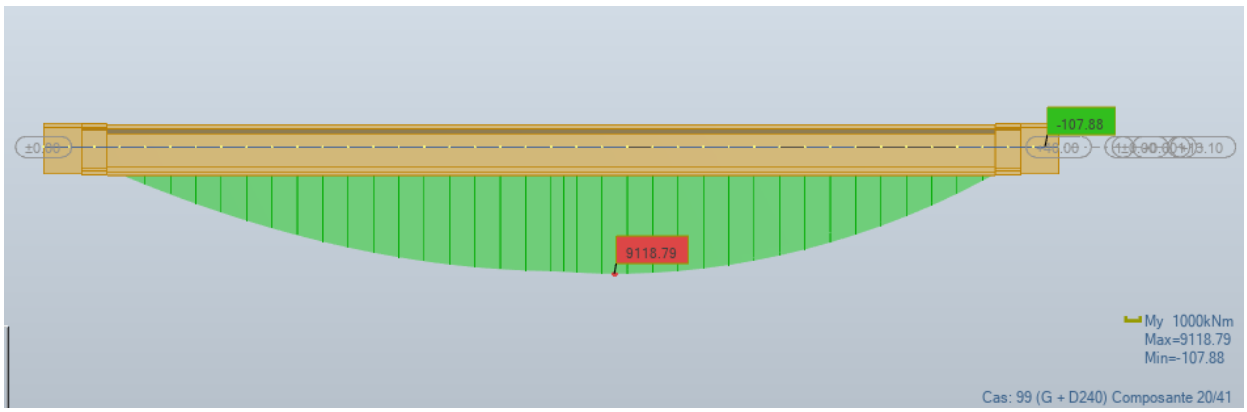


Figure VI.6. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

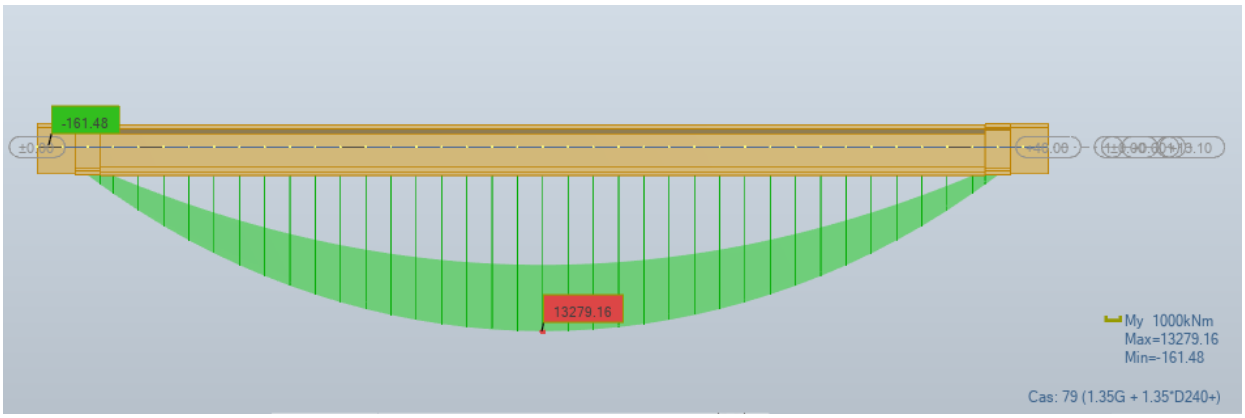


Figure VI.7. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

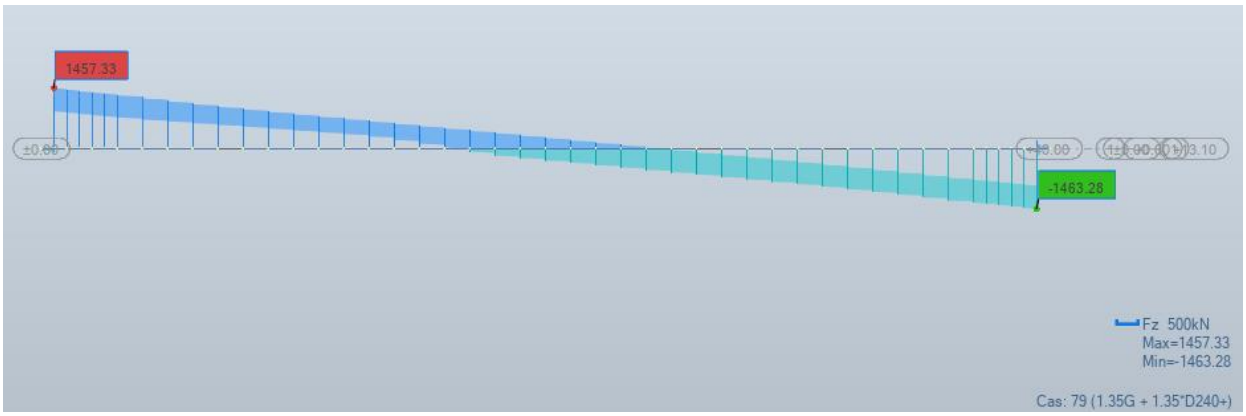


Figure VI.8. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

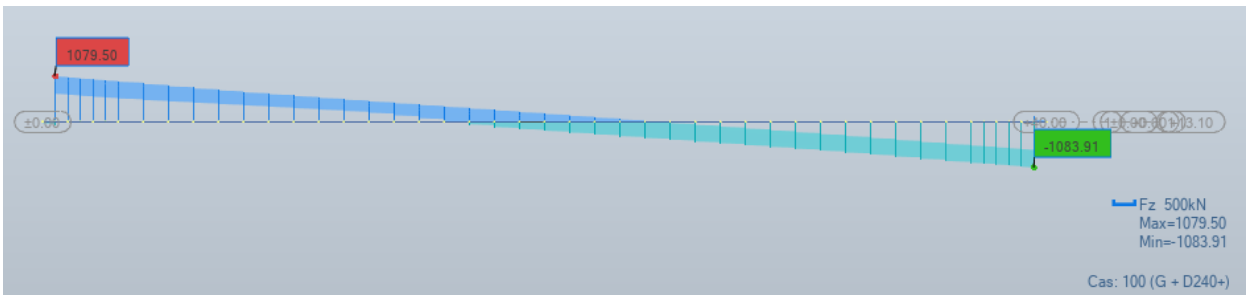


Figure VI.9. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

VI.6. CONCLUSION

On est arrivé à déterminer les sollicitations agissant à l'ouvrage grâce à la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019. Donc, on peut dire que la modélisation numérique aujourd'hui est devenue indispensable qui permet de calculer les sollicitations sur des structures complexes d'une manière rapide et exacte mais ça reste qu'un outil qui facilite le travail de l'ingénieur toutefois son rôle d'interpréter les résultats et de les comprendre est nécessaire.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

Le béton résiste mieux à la compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte. Notre ouvrage est un pont à poutres précontraintes par post tension, c'est-à-dire le béton frais est coulé dans le coffrage et après sa prise, des câbles sont enfilés dans des gaines laissés en attente dans ce dernier.

On va faire dans ce chapitre l'étude de la précontrainte : calcul du nombre de câbles, l'effort précontraint nécessaire pour la mise en tension, les vérifications des contraintes aux états limites et on se conclue par la détermination du ferraillage de la poutre.

VII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre…….
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui. - Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Avant qu'on aille faire le dimensionnement de la précontrainte, on doit exiger quelques hypothèses et données pour le calcul :

VII.3.1. Classe de la précontrainte

Généralement, pour le cas des ouvrages d'art où le milieu est exposé aux intempéries, on considère la précontrainte de classe II.

Dans cette classe, on admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

Les valeurs limites pour les contraintes de traction sont précisées dans la figure suivante :

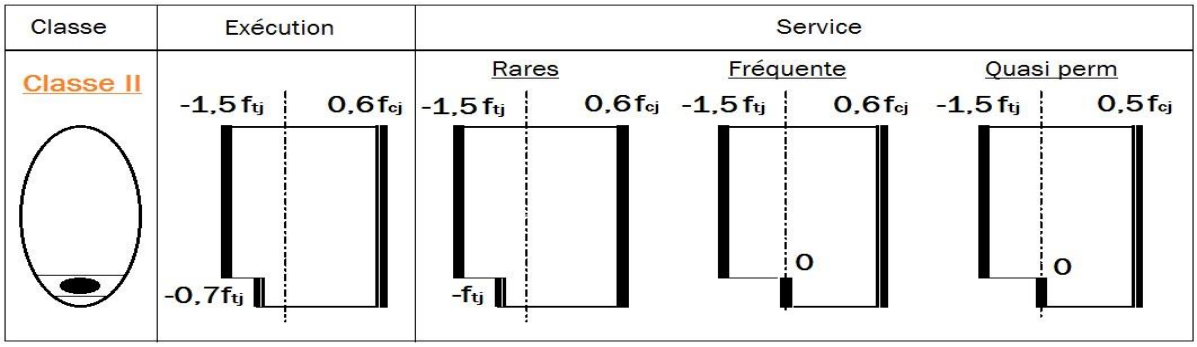


Figure VII.1. Caractéristiques de la classe II de la précontrainte

VII.3.2. Caractéristiques géométriques de la section

Sont les mêmes qui définies précédemment dans le chapitre IV :

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du tablier

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (m^2)	1.30	1.69	0.7758	1.1700
υ' (m)	1.07	1.31	1.1272	1.4600
υ (m)	0.93	0.94	0.8728	0.7900
I_G (m^4)	0.48	0.81	0.3721	0.6300
$\boldsymbol{\rho}$	0,37	0,39	0,49	0,47

Avec:

- **B :** l'aire de la section considérée.
- **v et v'** : les distances entre le centre de gravité de la section et les fibres extrêmes (supérieure et inférieure respectivement)
- **I_G :** le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.
- $\boldsymbol{\rho}$: le rendement géométrique, donné par: $\boldsymbol{\rho} = \frac{I}{B.v.v'}$

VII.3.3. Nombre de câbles

La valeur minimale de la précontrainte

Cette valeur représente la force de précontrainte minimale pour vérifier les contraintes de traction qui dépendent de la classe de la précontrainte, elle est donnée par : P_{min} = sup (P_I, P_{II})
Sachant que :

$$P_I = \frac{M_{max} - M_{mix} + \frac{I}{v'}\bar{\sigma}_{bt1} + \frac{I}{v}\bar{\sigma}_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{I}{v'}\bar{\sigma}_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Avec:

M_{min} = moment sous l'effet de la charge permanente G

M_{max} = moment sous l'effet de la combinaison max a l'ELS (G + D240)

$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5.f_{t28} = -1.5\times3 = -4.5$ MPa et $\bar{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -3$ MPa

Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'état limite de service sont déterminés par le logiciel ROBOT, sont montrés ici :

Tableau VII.2. Les sollicitations (résultats de logiciel)

Les sollicitations	La valeur
M_{min}	3.69MN.m
M_{max}	9.838MN.m
V_{max} (G+D240)	1.08MN
V_{min} (sous l'effet de la charge permanente G)	0.69MN

Tableau VII.3. détermination de Pmin

Détermination de PMIN		
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-3.00	MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.50	MPa
d'	0.23	m
v	0.79	m
v'	1.46	m
PI	2.93	MN
PII	6.13	MN
PMIN	6.13	MN

$P_I = 2.93$ MN
$P_{II} = 6.13$ MN
Donc : P_{min} = sup (PI, PII) = sup (2.93 ; 6.13) = 6.13 MN

Détermination de la force P_0

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est :

P0 = min {(0,8 x $f$prg x Ap) ; (0,9 x $f$peg x Ap)}

Remarque : Pour raison d'économie on fixe le nombre de câbles n = 3. C'est pourquoi et après plusieurs essais ont commençant par les types de câbles standards en Algérie (12T15s), on s'est conclu que les câbles suivants sont le choix optimum pour notre cas :

Pour les trois câbles :
f_{prg}= 1860 MPa
f_{peg} =1674 MPa

On a :
Nb $_{câbles}$ = 2
f_{p0}= 221.4 kn
A_p= 1950 mm^2

Nb $_{câbles}$ = 1
f_{p0}= 206.1 kn
A_p= 1680 mm^2

T_0 : contrainte à l'origine correspondante a F_0
T_0= 1488 N/mm^2

Calcul de P0 :
P0 = min {(0,8 x f_{prg} x Ap) ; (0,9 x f_{peg} x Ap)}

$$P0 = \frac{2 \times 1488 \times 0.00195 + 1 \times 1488 \times 0.00168}{3}$$

P0 = 2.77 MN

Pour la détermination du nombre de câbles, on doit estimer le pourcentage des pertes de précontrainte qui varie généralement entre (20% et 30%). On va le prendre 25% :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75 \times P_0}$$

$$n \geq \frac{6.13}{0.75 \times 2.77}$$

n ≥ 2.96 on prend n = 3

Donc on prend pour **n = 3 câbles, les câbles suivantes : 2 câbles 15T15s + 1 câbles 9T15**

VII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les caractéristiques géométriques de la section à prendre sont celui de la poutre à mi-travée. La vérification des contraintes se fait en 04 phases de réalisation :

- Phase 1 **(après 7 jours du coulage de la poutre)**

La mise en tension est à 50% et les pertes de la précontrainte sont de l'ordre de 10% Selon le BAEL, pour un béton âgé de moins de 28 jours, on peut utiliser la formule
Suivante

Si : $fc_{28} \leq 40$ MPa : $f_{c7} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} f_{c28} = \frac{7}{4.76+0.83 \times 7} \times 40 = 26.49\ MPa$

$\mathbf{f_{t7}} = 0.6+0.06 \times f_{c7} = 2.19$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times f_{c7} = 0.6 \times 26.49 = 15.89$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt1}} = -1.5 \times f_{t7} = -1.5 \times 2.19 = -3.28$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt2}} = -0.7 \times f_{t7} = -0.7 \times 2.19 = -1.53$ MPa

- Phase 2 **(après 28 jours du coulage de la poutre)**

La mise en tension est à 100% et les pertes sont de l'ordre de 10%
$\mathbf{f_{c28}} = 40$ MPa
$\mathbf{f_{t28}} = 3$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt1}} = -1.5 \times 3 = -4.5$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt2}} = -0.7 \times 3 = -2.1$ MPa

- Phase 3 **(après le coulage de la dalle)**

La mise en tension des câbles est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 15%
$\mathbf{f_{c28}} = 40$ MPa
$\mathbf{f_{t28}} = 3$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt1}} = -1.5 \times 3 = -4.5$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt2}} = -0.7 \times 3 = -2.1$ MPa

- Phase 4 **(l'ouvrage est en service)**

La mise en tension est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de %25
$\mathbf{f_{c28}} = 40$ MPa
$\mathbf{f_{t28}} = 3$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt1}} = -1.5 \times 3 = -4.5$ MPa
$\mathbf{\bar{\sigma}_{bt2}} = -f_{t28} = -3$ MPa

En service les fibres extrêmes de la section considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes pour chaque phase :

- La fibre supérieure (y = + v) :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P_{e0} - M)\frac{v}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- La fibre inférieure (y = - v') :

$$\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - (P_{e0} - M)\frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$ Avec : $e_0 = v'-d'$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. La vérification des contraintes

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Remarque
Phase 1	0,90	3.69	3.70	5.59	3.72	Vérifiée
Phase 2	0.90	3.69	7.24	2.66	17,95	Vérifiée
Phase 3	1,24	5,622	7.00	2.20	12.97	Vérifiée
Phase 4	1.20	9.84	6.17	6.02	0.15	Vérifiée

Après le calcul des contraintes normales dans les fibres extrêmes de la section médiane de la poutre, on a vu qu'elles sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter ce dimensionnement de la précontrainte pour la suite de calcul.

Remarque : on a utilisé un béton de f_{c28} = 40 MPa au lieu de 35 MPa qui est le standard dans les ponts à poutre par raison que 35 MPa n'a pas vérifié nos contraintes.

VII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTAINTE

VII.5.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide

avec le centre de gravité de la section d'about

VII.5.2. Allure des câbles de précontrainte

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $\frac{1}{R} \cong \frac{8 \times f}{l^2}$

- l^2 : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole
- f est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

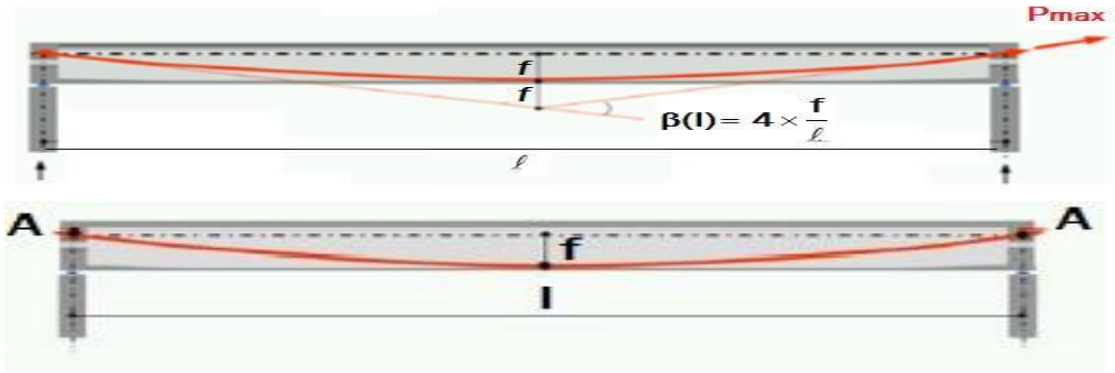


Figure VII.2. Tracé du câble

L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

Position des câbles dans la section d'about

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec la moyenne de centre de gravité de la section (d'about+ dalle) et poutre seule.

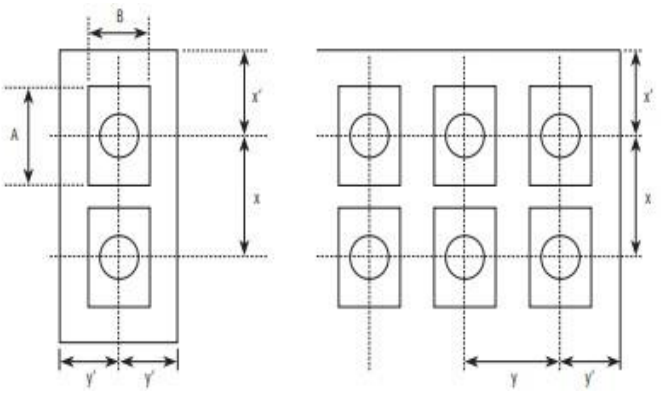
La position du câble moyen est :

$$C = \frac{V'_{poutreseule} + V'_{poutre+hourdis}}{2} = \frac{1.07+1.31}{2} = 1.19m$$

Position des câbles dans la section médiane

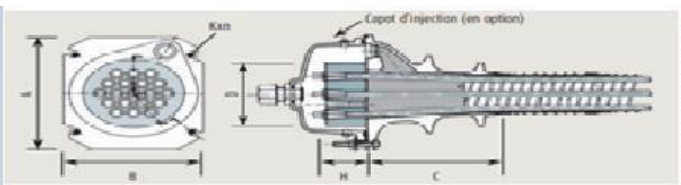
On a ϕ = 8cm (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

Calcule détaillée



Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	156	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	266	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	280	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	280	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Distances a et b

Unités	a = b (mm) $f_{cm,o}$ (MPa) 24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

On fixe A=240mm et B=200mm $x \geq A+30$ (mm) $x \geq 0.85a$
$x' \geq 0.5x$ + enrobage de béton – 10 (mm) $y' \geq 0.5y$ + enrobage de béton – 10 (mm)

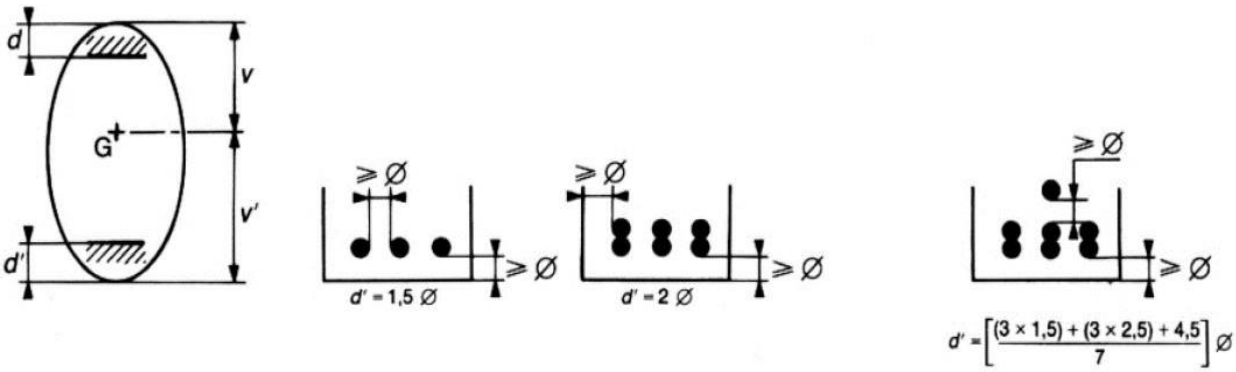
Application numérique :

f_{c28} = 40MPa, par interpolation linéaire on trouve a = 342mm

$x \geq 240+30=27$cm et $x \geq 0.85*34.2 = 28.9$cm.
On prend alors : x=35cm $x' \geq 21.5$cm

On le prend : x' = 35cm $y' \geq 21.5$cm. y' = 30cm c'est au milieu de l'âme.

Position des câbles dans la section médiane



- Le premier câble : $\phi_1 \geq 1.5\ \phi_{gaine} \geq 1.5\times 8$. on le prends 28cm
- Le deuxième câble : $\phi_2 \geq 1.5\ \phi_{gaine} + \phi_{gaine} \geq 12+8$. on le prends 36cm
- Le troisième câble : $\phi_3 \geq 3\times\phi_{gaine} + 1.5\phi_{gaine} \geq 24+12$ .on le prends 52cm

On a ϕ = 8cm (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

Tableau VII.5. La position des câbles dans la section d'about et médiane

Les câbles	Yi (m)	Yi (m)
	X = 0	X = L/2
C1	0,84	028
C2	1,19	0.36
C3	1.54	0.52

Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.2m à partir de son ancrage, elle permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, elle donnée par la formule suivante :

$$Arc\sin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq Arc\sin\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

V_M et V_m : l'effort tranchant maximal et minimal (obtenus par la modélisation)

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;
$\bar{V} = \bar{T}\times b_n\times 0.8h$
$\bar{T}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service ;
$\bar{T} = [0.4\times f_{tj}\times(f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2}$
σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$;
$B_n = B_{Brute} - n.B_{gaine}$

bn : Largeur nette de la section d'about + hourdis ;$b_n = b_0 - n \times \phi$
n: nombre de lit = 1
b_0 : largeur brute de la section (largeur de l'âme dans la section d'about = 60cm)
B_{gaine} : surface de la gaine et ϕ représente son diamètre et égale à 8cm

Tableau VII.6. Le calcul détaillé de sollicitations

b_n	0.52m
B_n	1.68m^2
P	6.23 MN
σ_x	3.71 MPa
ft28	3 MPa
$\bar{T}$	2.84MPa
$\bar{V}$	2.66 MN

Donc, l'angle de relevage sera :

$$-14.67° \leq \alpha \leq 32.51°$$

D'après le tracé des câbles, les angles de relevage sont :

$$\alpha_1 = 3.16°$$
$$\alpha_2 = 3.16°$$
$$\alpha_3 = 5.76°$$

EQUATION DES CABLES (sous forme paraboliques)

D (x) = ax^2+bx+c

D'(x) = 2ax+b
D'âpres les conditions aux limites

Le tableau suivant montre les résultats de calcul de l'angle de relevage α et le rayon de courbure R et l'angle de déviation β :

Tableau VII.7. Les valeurs de f, R, β et α

N° câble	l (m)	αrel (°)		Yi (m)		f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0.15	1	20			
C1	38	3.16	0.84	0.79	0.28	0.51	351.80	0.054
C2	38	4.67	1.19	1.12	0.36	0.76	237.32	0.080
C3	38	5.76	1.54	1.45	0.52	0.93	193.20	0.098

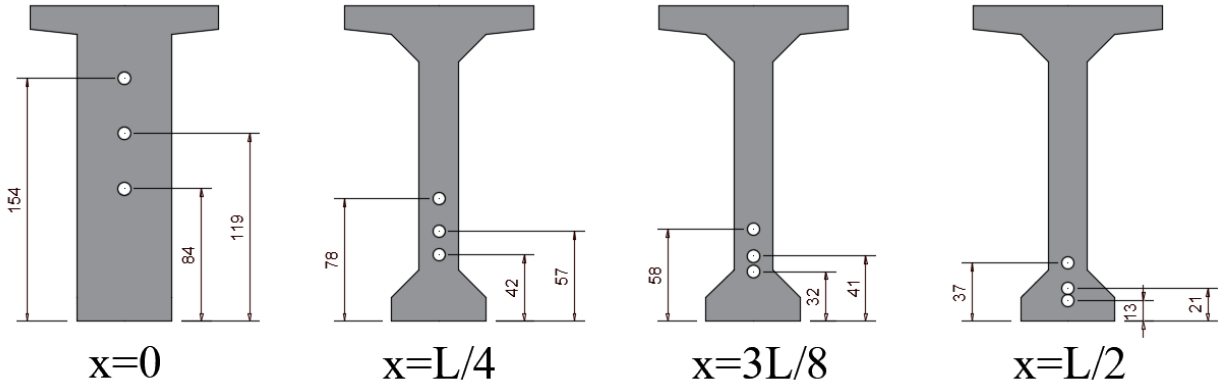


Figure VII.3. Positions des trois câbles dans les différentes sections de la poutre

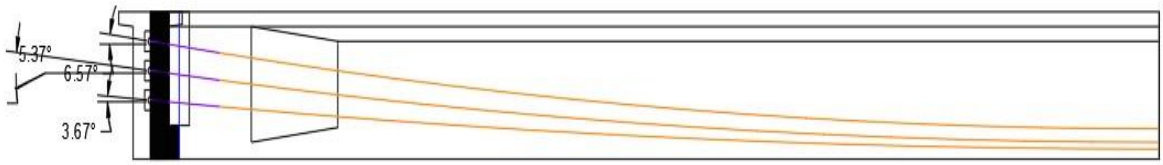


Figure VII.4. Allure des câbles de précontraintes

VII.6. CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

VII.6.1. Définition

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension du câble, et la force qui s'exerce en un point donner d'une armature donnée à un temps donné. En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. On distingue deux familles des pertes de précontraintes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, elles sont dues au :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Recul d'ancrage.
- Pertes par déformation instantanée du béton

-Les Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, on les distingue en :

- Retrait du béton.
- Fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

VII.6.2. Pertes instantanées

VII.6.2.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$\sigma_p(x) = \sigma_{po} \times e[-(f \times \beta + \varphi \times x)]$ Avec:

σp0 : la tension à l' origine, donnée par la formule :

σp0 = min {(0.8 x $f$prg) ; (0.9 x $f$peg)}

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1})

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1})

x : la distance de la section considérée (m)

Les Coefficients de frottement sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VII.8. Les coefficients de f et φ

Cas	Nature des armatures	F		Φ (m^{-1})
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22 - R)/100	0,16	0,002
	Torons	(22 - R)/100	**0.**18	

Les résultats de calcul des pertes par frottement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9.Les résultats de calcul des pertes par frottement

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	20	0.054	0.050	72.18	78.34	5.26%
C2	20	0.082	0.055	79.40		
C3	20	0.098	0.058	83.43		

VII.6.2.2.Perte par recul d'ancrage

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Elle est définie comme suit :

$\Delta\sigma_g = 2\times\sigma_{p0}\times k(d-x)$ Avec :

k : constant; k $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

σ_{p0} : la contrainte initiale; σ_{p0} = 1416 MPa

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage;

$$d = \sqrt{\frac{Ep.g}{\sigma po.k}}$$

g : l'intensité du recul d'ancrage; g = 6 mm.

E_p : module d'élasticité des aciers; E_p = 190 000 MPa

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans les différentes sections de la poutre sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10. Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$	
C1	20	0.0025	17.55	0	129.88	(MPa)
C2	20	0.0027	16.72	0	136.40	(MPa)
C3	20	0.0029	16.30	0	139.41	(MPa)

Remarque

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section (X=L/2) parce que : d < x=L/2 dans les trois câbles.

VII.6.2.3.Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$\sigma_e = \frac{Ep}{2Eij}\,\sigma$; $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} = \frac{Pe2}{IG} - \frac{Mp\times e}{IG}$

P : effort de la précontrainte ; P = n x A_P ($\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi - \Delta\sigma_g$)
A_p : section du câble de précontrainte ;
E_P : module d'élasticité de l'acier ; E_p = 190 000MPa
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
E_{ij} = $11000\sqrt[3]{fc28}$ e : excentricité moyenne des câbles ;
M_p : moment du au poids propre de la poutre dans la section considérée ;
I_G : moment d'inertie de la section considérée ;

Tableau VII. 11. Les résultats de calcul des pertes par déformation instantanée du béton

Mg =	3.69	MN
Eij =	37619.47	MPa
e =	0.74	m
B =	0.78	m^2
IG =	0.37	m^4
n cable =	3	
$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$=	14.20	MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$=	35.85	MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$=	2.41%	%

VII.6.3.Pertes différées

VII.6.3.1.Perte par retrait du béton

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

ε_r [1-r(t0)] La perte de tension par retrait du béton est donnée par :
$\Delta\sigma_r = E_P \times \varepsilon_r \times [1\text{-}r(t_0)]$ Avec :
ε_r : retrait final,
$\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour des régions tempérée
$E_P = 1.9.10^5$ MPa
r(t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, à long terme on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée
$\Delta\sigma_r = E_P\ \varepsilon_r$

Tableau VII.12. Perte par retrait du béton

$\Delta\sigma_r$ =	38.00	MPa
$\Delta\sigma_r$ =	2.55%	%

VII.6.3.2.Perte par fluage du béton

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à : $\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x) \times \frac{Ep}{Eij}}$

Avec :

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes instantanées dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

$$\sigma_b = \frac{P}{B} = \frac{Pe2}{IG} - \frac{Mp \times e}{IG}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13. Les résultats de calcul des pertes par fluage du béton

Position	X=L/2
X(m)	20
M_p (MN.m)	6.76
e (m)	1.09
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	118.52
$\Delta\sigma_{fl}$ %	7.96

VII.6.3.3.Perte par relaxation du câble

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause du relâchement de ses fibres. C'est le phénomène de fatigue des matériaux ou relaxation. La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma i$$

Avec :

$\rho_{1\,000}$ (%) : coefficient de relaxation à 1 000 heures ;
$\rho_{1\,000}$ = 2.5%
μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
σ_i : la tension initiale dans la section considérée (après les pertes instantanées)

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau VII.14. Les résultats de calcul des pertes par relaxation

Position	X=L/2
X(m)	20
σ_i (MPa)	1374
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	63.63
$\Delta\sigma_{rel}$ %	0.0427

Pertes différées totales

Le retrait et le fluage entrainent un raccourcissement du béton, donc une diminution de la perte par relaxation. L'expression de la perte différée finale est :

$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\ \Delta\sigma_{rel}$

Résultats finaux

Les résultats finaux de calcul des pertes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15. Les résultats de calcul finaux des pertes

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	114.18	7.67
$\Delta\sigma_{Diff}$	209.48	14.08
$\Delta\sigma\infty$	323.66	21.75

Le pourcentage des pertes totales calculé dans la section médiane est inférieur à l'estimation qu'on a fait précédemment dans le calcul du nombre de câbles. Donc on a bien estimé les pertes de précontrainte, on peut adopter ce dimensionnement pour la suite du calcul.

VII.7. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dicté par les règles en vigueur.

VII.7.1.Phases de vérification

Phase 1 :

Au **7ème**jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à **50%** de $\mathbf{P_0}$ et consomment environ de **50%** des pertes instantanées.

$\Delta\sigma i$ = **3.83%**

Phase 2 :

Au **28ème**jour, les câbles sont tirés à **100%** de $\mathbf{P_0}$, ils consomment **100%** des pertes instantanées.

$\Delta\sigma i$ = **7,67%**

Phase 3 :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

$\Delta\sigma$ = **14.7%**

Phase 4 :

L'ouvrage est en service, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

$\Delta\sigma$ = **21.75 %**

VII.7.2.Caractéristiques des sections

Les caractéristiques géométriques des sections à prendre en considération dans la justification des contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.16. Les caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25
B_{nette} (m^2)	1.28	1.68	0.760	1.150	0.760	1.150	0.76	1.15
v_n (m)	0.930	0.930	0.860	0.770	0.860	0.770	0.850	0.770
v'_n (m)	1.070	1.320	1.140	1.480	1.140	1.480	1.150	1.480
I_{nG} (m^4)	0.480	0.810	0.370	0.620	0.360	0.610	0.360	0.610
ρ (%)	37.68	39.36	49.66	47.31	48.32	46.55	48.41	46.35

VII.7.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 avec :

$P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P$

$P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P$

Tableau VII.17. Les contraintes normales à l'ELS

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0,5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3.83	4.07	3.84	1.16	0.59	0.43	0.39
Phase 2	3	100	7.66	7.89	7.31	1.16	0.59	0.43	0.39
Phase 3	3	100	14.70	7.43	6.61	1.16	0.59	0.43	0.39
Phase 4	3	100	21.74	6.96	5.92	1.16	0.59	0.43	0.39

On doit vérifier la condition suivante : $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma(y) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{Bn} + \frac{Pe_0 + M}{In} y$$

Avec :

P : effort de précontrainte ;
B_n : surface nette de la section considérée ; I_n : moment d'inertie nette de la section considérée ;
e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : moment extérieur dépend de la phase considéré pour la vérification y : la distance entre le centre de gravité de la section considérée aux fibres
extrêmes.

Le tableau suivant montre les contraintes admissibles dans le béton en fonction de la classe de la précontrainte pour les 04 phases :

TAbleau V.18. Les valeurs des contraintes admissibles dans le béton

Les contraintes admissibles	Formule	j = 7 jours	j ≥28 jours
$\bar{\sigma}_{bc}$	$0.6f_{cj}$	15.89MPa	24MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	$-1.5f_{tj}$	-3.28MPa	-4.5MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (exécution)	$-0.7f_{tj}$	-1.53MPa	-2.1MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (service)	$-ft_j$	/	-3MPa

La vérification des contraintes normales est présentée dans les tableaux suivants :

Tableau VII.19. La vérification des contraintes à l'ELS

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.09	0.55	0.71	0.76	-0.09	0.55	0.71	0.76
MEls		0.00	2.73	3.45	3.69	0	2.73	3.45	3.69
P1 (MN)		4.07	4.07	4.07	4.07	7.89	7.89	7.89	7.89
P2 (MN)		3.84	3.84	3.84	3.84	7.31	7.31	7.31	7.31
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	6.35	8.24	8.71	0.00	6.35	8.24	8.71
	σ_{inf}	0.00	-8.41	-8.24	-11.79	0.00	-8.41	-10.93	-11.79
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.92	0.16	-1.52	-1.99	7.59	0.31	-2.94	-3.85
	σ_{inf}	2.33	12.25	14.47	15.28	4.52	23.74	28.04	29.61
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.70	0.15	-1.43	-1.87	7.03	0.28	-2.72	-3.56
	σ_{inf}	2.20	11.56	13.66	14.42	4.19	21.99	25.97	27.43
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.92	6.50	6.73	6.73	7.59	6.65	5.30	4.86
	σ_{inf}	2.33	3.84	6.23	3.49	4.52	15.32	17.11	17.82
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.70	6.50	6.81	6.84	7.03	6.63	5.52	5.15
	σ_{inf}	2.20	3.15	5.42	2.64	4.19	13.57	15.05	15.64

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.16	0.89	1.05	1.09	0.16	0.89	1.05	1.09
M_{Els}		0.00	4.14	5.25	6.758	0	6.966	8.888	9.83
P1 (MN)		7.43	7.43	7.43	7.43	6.96	6.96	6.96	6.96
P2 (MN)		6.61	6.61	6.61	6.61	5.92	5.92	5.92	5.92
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.14	6.63	8.53	0.00	8.65	11.22	12.41
	σ_{inf}	0.00	-9.88	-12.74	-16.40	0.00	-16.63	-21.56	-23.85
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.09	-1.74	-3.35	-3.82	2.90	-1.64	-3.14	-3.58
	σ_{inf}	6.33	22.22	25.32	26.13	5.93	20.84	23.74	24.50
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.76	0.72	-0.09	-3.40	5.14	1.37	-0.16	-3.04
	σ_{inf}	5.63	19.79	22.54	23.27	5.04	17.71	20.17	20.82
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.09	3.40	3.28	4.71	2.90	7.02	8.07	8.83
	σ_{inf}	6.33	12.34	12.57	9.73	5.93	4.21	2.17	0.65
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.76	5.86	6.54	5.13	5.14	10.02	11.06	9.37
	σ_{inf}	5.63	9.91	9.80	6.87	5.04	1.08	-1.39	-3.03

La condition de vérification est vérifiée dans toutes les phases de construction et d'exploitation et pour les quatre différentes sections de la poutre.

VII.7.4. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$\tau_2 \leq \bar{\tau_1}^2 = 0.4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x]$

$$\tau^2 \leq \bar{\tau_2}^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Si : $\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$ donc : $\bar{\tau_1}^2 < \bar{\tau_2}^2$ alors il suffit de vérifier si : $\tau \leq \bar{\tau_1}$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle à l'ELS, est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times B_n}$$

Ou :

$$V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^{3} P_i \times \sin \alpha_i$$

Sn : moment statique par rapport au centre de gravité de la section : Sn = v'×Bn
bn : largeur nette de la section d'about bn = 0.52m
σx : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$\sigma_x = \frac{P}{Bn}$

avec :

$$P = \sum_{i=1}^{3} P_i \times \cos \alpha_i$$

Tableau VII.20. Calcul de effort de précontrainte

	Pcos α	Psin α
P1	2.14	0.12
P2	2.14	0.12
P3	2.14	0.22
Somme	6.42	0.45

Tableau VII.21. Calcul de Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

P(MN)	6.43
Bn (m²)	1.68
σx (MPa)	3.83

$\boldsymbol{\sigma_x}$ = 3.73 < 0.4.fc_{28} = 16

Donc, on va vérifier que ça : $\tau \leq \overline{\tau_1}$

Tableau VII.22. Calcul des contraintes tangentielles

Vser =	1.08	MPa
Vred =	0.63	MPa
Sn =	0.45	m³
In =	0.81	m⁴
bn =	0.52	m
$\boldsymbol{\tau}$=	0.67	Mpa

On a vu que : $\tau \leq \overline{\tau_1}$

Alors, les contraintes tangentielles sont vérifiées.

Remarque : La condition est vérifiée

VII.8.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES CONTRAINTES TANGENTILLES A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$, avec $\beta_u \geq 30°$

Dans laquelle :

σx, σy : représentent les contraintes normales au niveau de G;
σx = P/B
τu : Contrainte tangentielle ultime,

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times B_n}$$

Application numérique :

Vult = 1.46 MPa
Vred = 1 MPa
Sn = 0.45 m^3
In = 0.81 m^4
bn = 0.52m
Bn = 1.68 m^2
σ_x = 3.83 MPa
τ_u = 1.07 MPa
β_u = 14.63°, on prend: β_u = 30°

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \times tg\beta_u$$

Avec :

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
γ_s= 1,15
b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

$\mathbf{V_{max\text{-}Elu}}$ = 1.46 MN;
$\boldsymbol{ft28}$ = 3MPa;
$\boldsymbol{f_e}$ = 500 MPa;
$\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1,15;
$\boldsymbol{\tau_u}$ = 31.07 MPa;
$\boldsymbol{\beta_u}$ = 30°;
bn = 0,52m

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6[\frac{b_n \gamma_s}{f_e}]$$

Application Numérique :

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.50\ cm$ / ml

On prend A_t = 2.26cm2 (cadre de HA12) et pour l'espacement on le prend S_t = 15cm dans la zone d'about et S_t = 20cm dans la zone médiane.

VII.9.FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VII.9.1.Principe de ferraillage

La section d'acier passif à mettre en œuvre dans les poutres en béton précontraint résulte des prescriptions des règles BPEL91. Donc, il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferraillage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VII.9.2.Armature longitudinale de la zone tendue

Dans la partie de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures même pour le cas où il n'y a pas des contraintes de traction on doit mettre un ferraillage minimal de 0.1% de la section du béton sur le talon (art.6.1.32 4.1 des Règles BPEL):

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + (\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}})$$

B_t : aire de la section tendue du béton .

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction .

N_{Bt} :la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Pour notre cas et d'après les résultats de vérification des contraintes on n'a pas des contraintes de traction mais on dispose quand meme une section minimale d'armature 0.1% de la section du béton sur le talon

A_s = 6.55 cm^2 on prend **6 HA12**

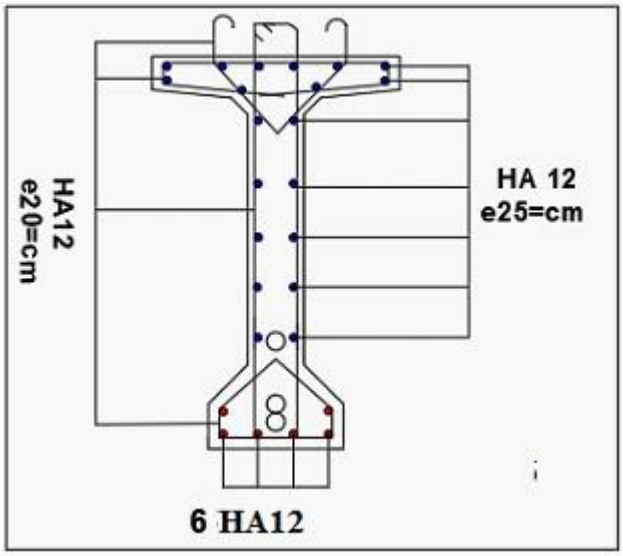


Figure VII.5. Ferraillage de la section médiane

VII.10.CONTRE FLECHE

VII.10.1.Contre flèche de construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite contre flèche de construction qui est vers le haut pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La contre flèche de construction est donnée par la formule suivante :

Contre flèche = 3/4 (la flèche de la précontrainte – la flèche du au poids de la structure)

VII.10.2.Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche)

La flèche max due au poids propre est donnée par le logiciel Robot sous l'effet de G :

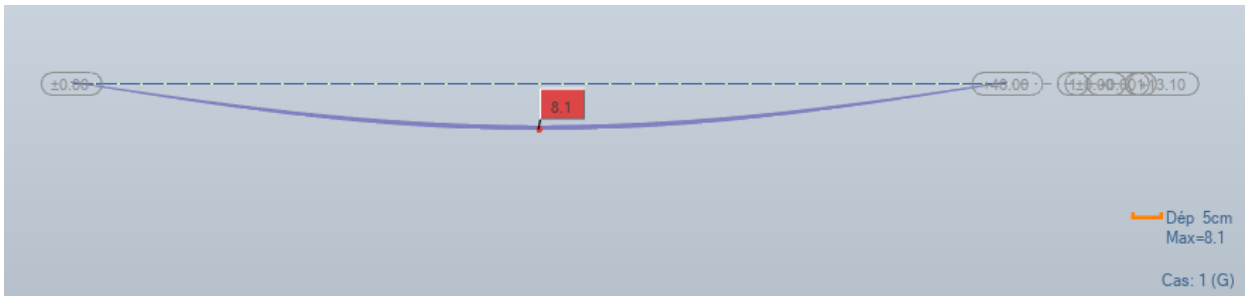


Figure VII.6 la fleche max sous l'effet de G

D'après le diagramme précédent, la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à 8.1 cm.

f_G = 8.1 cm

VII.10.3.La contre flèche de la précontrainte

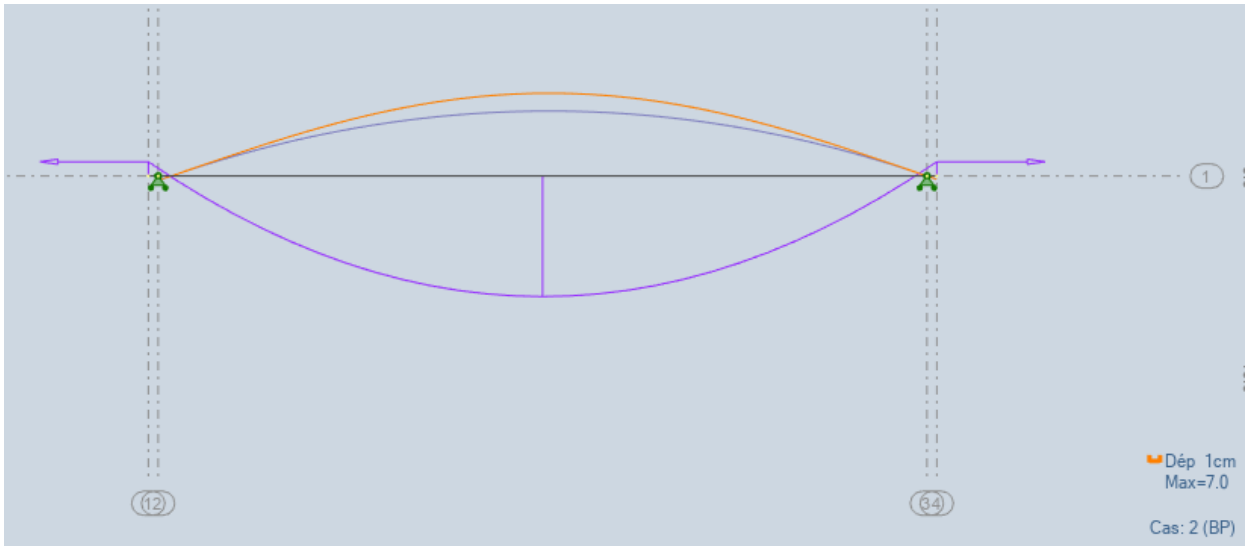


Figure VII.7. La valeur de la contre flèche sous l'effet de la précontrainte

D'après le diagramme précédent, la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension est à 100 % pour les trois câbles) est égale à 7 cm.

$\underline{f}_p$**= -7 cm**

D'après les résultats précédents, la contre flèche sera :

$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 \times (7 - 8.1) = -0.825$ cm

$\underline{f}_c$ **= - 0.825 cm**

VII.10.4.Vérification de la flèche à ELS

La flèche maximale à l'ELS sous les surcharges est donnée par la combinaison d'actions qui donne le moment max (G+d240) :

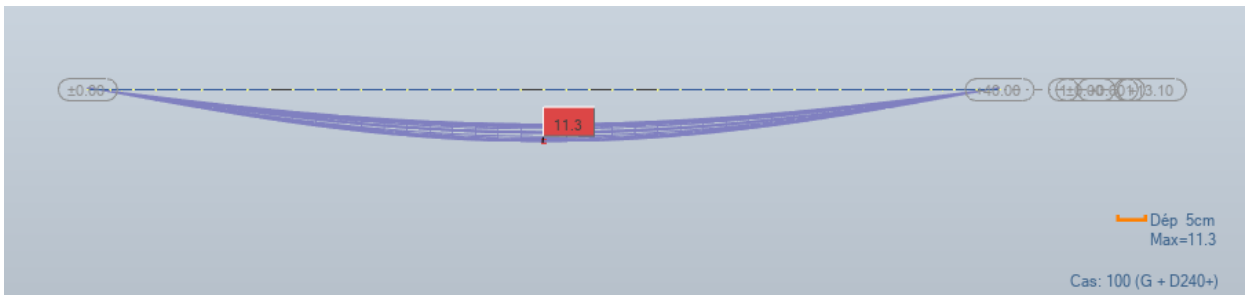


Figure VII.8. La valeur de la flèche max sous la combinaison d'action (G+D240)

D'après le diagramme ci-dessus, la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 11.3 cm.

$\underline{f}_{ELS}$ **= 11.3 cm**

Alors la flèche finale est donnée par la formule suivante :

$\underline{f} = f_{ELS}$ + flèche de la précontrainte+ contre flèche

***f* = 11.3 – 7 – 0.825= 3.475 cm**

Cette flèche doit être inférieure à la flèche admissible qui a pour la valeur :

f_{adm} = longueur de la poutre /700

(L/700 = 5.71cm) doit être supérieur à la flèche calculée (3.475 cm)

$f < f_{adm}$ ***la condition est vérifiée.***

VII.11. CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint, elle permet aujourd'hui le Franchissement des travées importantes arrivées jusqu'à 50m (record national), et la réduction des délais d'exécution donc c'est important de prendre les précautions et les vérifications nécessaires dans la phase d'étude, et dans la phase d'exécution (bétonnage, ferraillage, câblage et stockage).

CHAPITRE VIII

ETUDE DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de tablier englobe l'étude de tous les éléments principaux constituants ce dernier et l'étude des équipements qui assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Dans ce chapitre, on va commencer en premier lieu par l'étude de l'hourdis et les entretoises d'about ainsi que l'étude des équipements tel que : les appareils d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2. ETUDE DE L'HOURDI

VIII.2.1 Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres reprennent ces efforts.
Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour le ferraillage la dalle.

VIII.2.2. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- **L'épaisseur : 25cm**
- **Largeur : 13.10m**
- **Longueur : 40m**

VIII.2.3. Méthode de calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2019, et pour le calcul de la section de ferraillage on utilise Robot Expert 2010.

Modélisation et évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « poutre ».
On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 5 (poids propre, poids des équipements (A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons

correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS).

Les moments max à l'état limite de service sont obtenus sous la combinaison d'action suivante

G + 1,2 Bt

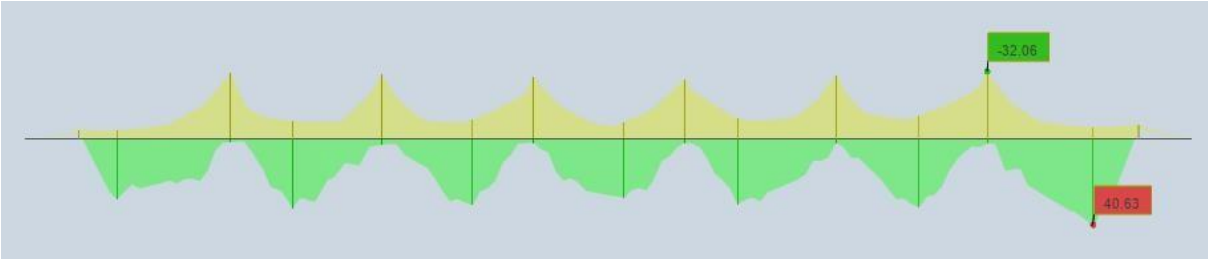


Figure VIII.1. Moment max à l'ELS : G + 1.2Bt 2voies

Donc, les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure (moment sur appui) : MELS = 32.06 KN.m

Fibre inférieure (moment à mi-travée) : MELS = 40.63 KN.m

VIII.2.4.Ferraillage de l'hourdis

Le ferraillage transversal de l'hourdis est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

Ferraillages nappe inférieure (mi- travée)

- **Armature transversale :**

As = 9.4cm2/ ml

On opte pour 5HA16 (As = 10.05 cm2) avec un espacement de 20 cm et un enrobage d = 5cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour 5HA10 (As = 3,93 cm2) avec un espacement de 20 cm et un enrobage d = 5cm

Ferraillages nappe supérieure (sur appui)

- **Armature transversale :**

As = 7.3 cm2/ ml Voir l'annexe C

On opte pour 5HA14 (As = 7,70 cm2) avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.
On opte pour 5HA10 (As = 3,93 cm2) avec un espacement de 20 cm

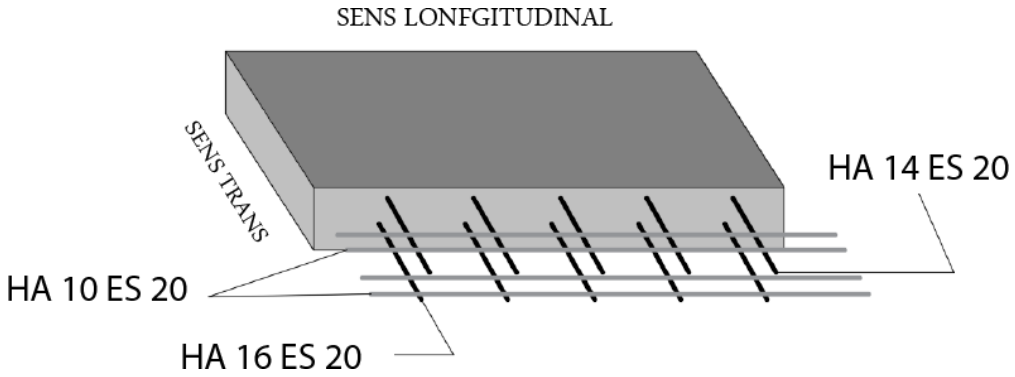


Figure VIII.2. Ferraillage de l'hourdis (les deux nappes)

VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3. 1. Définitions et principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un veinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

VIII.3. 2. Modélisation et évaluation des efforts

Modèle de calcul

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur six appuis (les vérins hydrauliques) supporte une charge uniformément répartie.
Le nombre des vérins et leurs positionnements pour le soulèvement du tablier est montré dans la figure suivante :

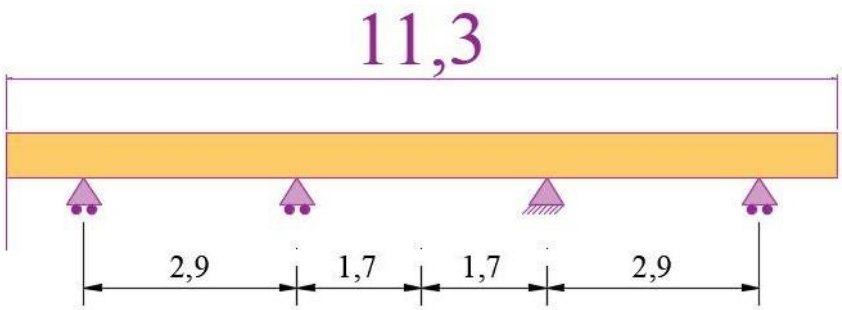


Figure VIII.3. Les positions des vérins pour le vérinage du tablier

Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : g×L/2 Avec :
g : poids du tablier par mètre linéaire 287.6 KN/ml
L : la longueur de la travée 40m

Application numérique :

287.6 * 20 = 5752 KN
Alors le poids de tablier revient aux entretoises par mètre linéaire : 509.02 KN/ml

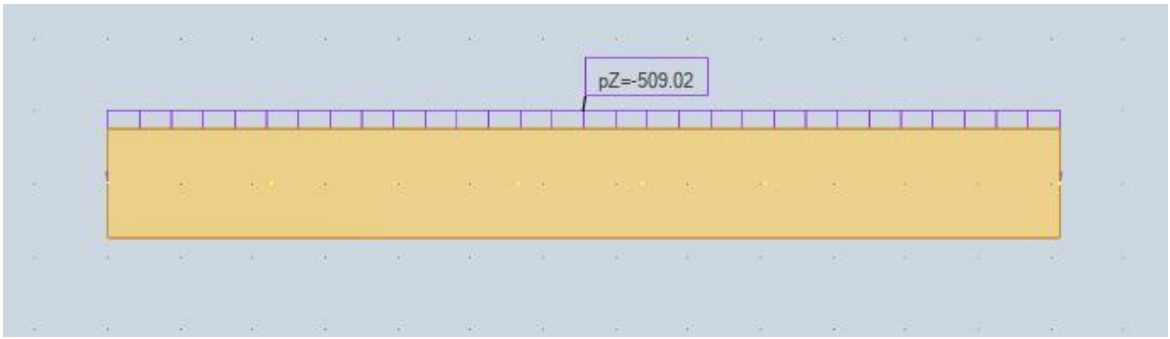


Figure VIII.4. Le poids du tablier revient aux entretoises

Deux combinaisons pris en considération :
ELU : 1,35 G
ELS : G

Résultats

Les sollicitations obtenues à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2019 sont comme suit :
Les moments max à l'ELS :

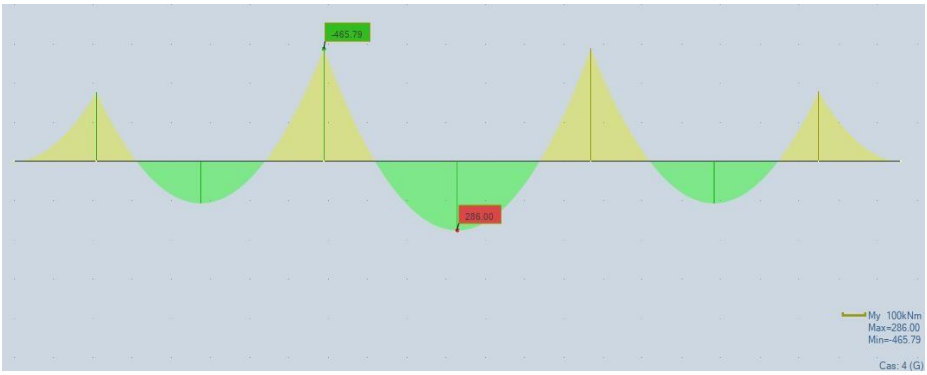


Figure VIII.5. Diagramme des moments à l'ELS

Les moments max à l'ELU :

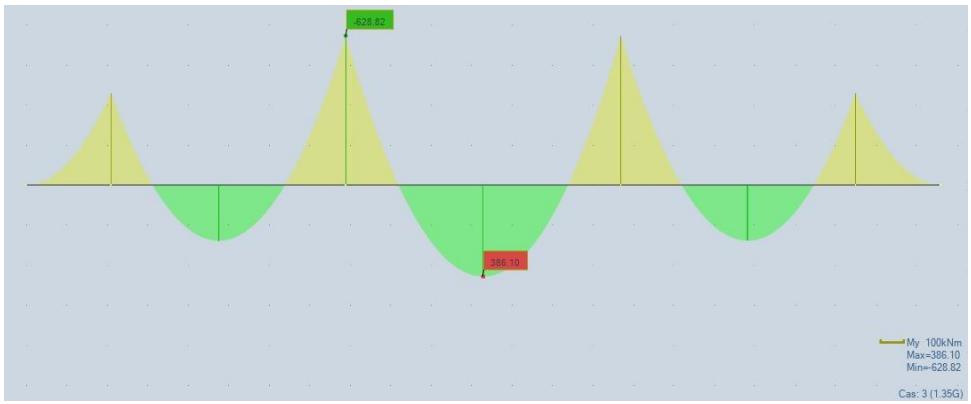


Figure VIII.6. Diagramme des moments à l'ELU

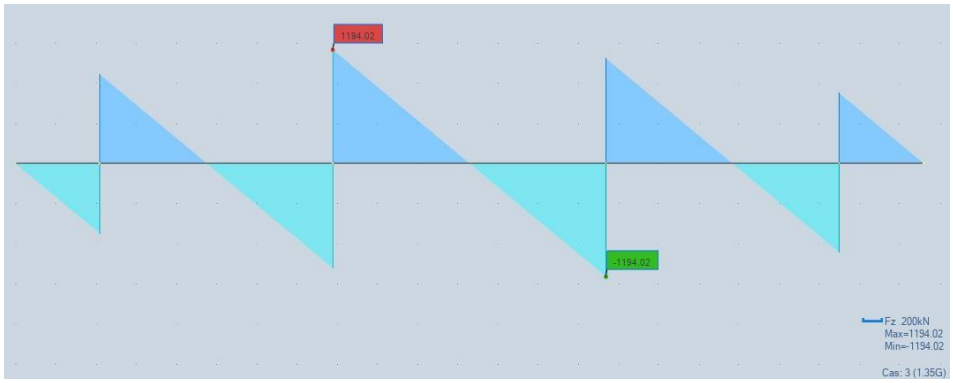


Figure VIII.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

VIII.3.3. Ferraillage

La section de ferraillage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

- **Ferraillage nappe supérieure (sur appui)**

As = 14.7 cm2
On opte pour 3 T16 + 3T20 (As = 15.46cm2) ; avec un espacement de 10 cm.

- **Ferraillage nappe inferieur (mi travée)**

As = 8.8 cm2 Voir Annexe C
On opte pour 6 T14 (As =9.24 cm2) ; avec un espacement de 10 cm.

- **Cadres transversales (Efforts tranchant)**

On opte pour des cades de T10 ; avec un espacement de 15 cm.

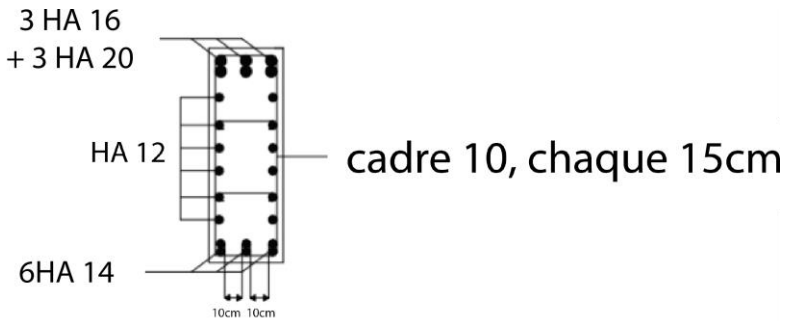


Figure VIII.8. Le ferraillage de l'entretoise

VIII.4. EQUIPEMENTS

Les équipements dans le pont ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, mais leur incidence apparait dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Dans ce que suit, on va étudier les appareils d'appuis, les dés d'appuis et le joint de chaussée.

VIII.4.1. Les appareils d'appui

Les poutres de pont reposent sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appuis, qui ont pour rôle de transmettre les efforts verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Le choix de l'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs tel que : l'environnement de l'ouvrage, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage…

Notre choix est allé vers les appareils d'appuis en élastomère fretté (type B). Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4mm et sur les faces supérieures et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5mm.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée par la figure suivante :

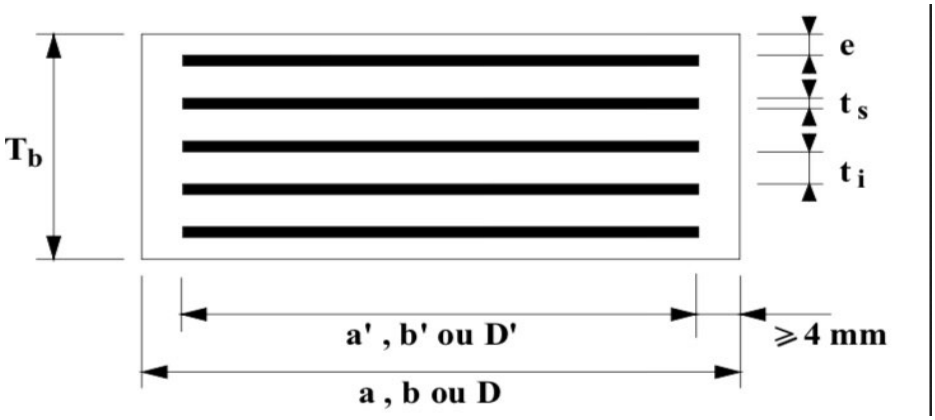


Figure VIII.9. Constitution type d'un appareil d'appui de type B [5]

VIII.4.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Aire de l'appareil d'appui

La contrainte de compression admissible doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface de l'appareil d'appui.
L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa$$

σ_{max} : la contrainte moyenne de compression à l'ELU.
R_{max} : la réaction maximale d'appui à l'ELU.

Application Numérique :
R_{max} = 1.75 MN (résultat de logiciel Robot)
a'×b' ≥ 875 cm2

Le tableau ci-dessous montre les réactions sur appui avec les différentes combinaisons d'actions de l'ELU:

Tableau VIII.1. Réactions max à l'ELU

Combinaison a ELU	Reaction max (KN)
1.35G+1.6AL1+1.6st	1172.14
1.35G+1.6AL2+1.6st	1263.10
1.35G+1.6AL3+1.6st	1256.83
1.35G+1.6BC1+1.6st	1219.84
1.35G+1.6BC2+1.6st	1347.70
1.35G+1.6BC3+1.6st	1351.23
1.35G+1.35Mc120	1289.67
1.35G+1.35D240	1457.32

1.35G+1.6Bt1+1.6st	1152.27
1.35G+1.6Bt2+1.6st	1294.28

On prend : (a×b) = (40× 35) cm2

La hauteur de l'appareil d'appui

Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} ts \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e} \\ ts \geq 2mm \end{cases}$$

$$\sigma m = \frac{Rmax}{a \times b} = \frac{1.75}{0.4 \times 0.35} = 12.5\ MPa$$

σe : limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa

$$\beta = \frac{a \times b}{2 . G . (a + b)}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 0.9 MPa On trouve que :
ts ≥ 2.1 mm donc : ts ≥ 2mm on va le prendre ts =3 mm

Hauteur nette d'élastomère

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui s'écrit sous cette forme : $T \geq \frac{U}{0.5}$

Avec :
U : Déplacement lent du au retrait, fluage et température (1.75cm)
Alors
T ≥ 3.5cm $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$
On prend T=6 cm

Condition de non-flambemenet $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

a : le coté le plus grand de l'appareil d'appui (40cm)
4 ≤ 6 ≤8 condition vérifiée

Alors on arrive à ce dimensionnement pour les appareils d'appui :
Les dimensions en plan : (a×b) = (40×35) cm2

- **n = 05 feuillets d'élastomère : ti = 12mm**
- **06 frettes métalliques : ts = 3mm**

- **Enrobage extérieur min (bas et haut) : 2×6 = 12 mm**
- **Enrobage de chant : 10 mm**

Selon le guide technique de SETRA (Appareil d'appui en élastomère fretté/ juillet 2007) :

- **L'épaisseur total de l'appareil d'appui : Tb = n(ti +ts) + ts + 2e = 5×(12+3) + 3 + 12**

Tb = 75 mm

- **L'épaisseur total d'élastomère : Tq = nti + 2e**

Tq = 60 mm

VIII.4.1.2 Vérification du dimensionnement

Conformément à la norme NF EN 1337-3, Il y a quatre types de vérification aux états limites ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20MPa$ avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \,.\, b}$

N : Réaction d'appui a ELU
N = 1.75 MN ; D'où $\sigma_m = 12.50\ MPa$
Alors coef de sécurité = $\frac{20}{12.50} = 1.6 \geq 1.5$
……**Condition vérifiée**

Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s . Pu \leq Pc$

$$Pc \leq \frac{4 \times G \times B \times G^2 \times D}{h}$$

$$S = \frac{a.b}{2.t(a+b)}$$

γ_s: le coefficient de sécurité
Pu : la valeur maximale des charges verticales a l'ELU
Pc : la charge critique de flambement
B : L'aire nominal de l'appui
d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc
h : la hauteur total de l'appareil d'appui
S : Le facteur de forme ;
hc : Epaisseur totale du caoutchouc ;
t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Tableau VIII.2. calcul de la valeur maximale des charges verticales a l'ELU

S =	7.78	
d =	0.015	m
h =	0.075	m
B =	0.14	m²
Pc =	6.10	MN
Pu =	1.75	MN

$\gamma_s . Pu = 5.25\ MN \leq Pc = 6.10\ MN$ ……Condition vérifiée

Limitation de la distortion

On doit vérifier : δ = tan.γ < δc
La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δc

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta c = 1.4\,(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :
p = Pu/Pc
δ0 = c/hc
δ = γ /Tb
c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire
δ : La distorsion de l'appareil d'appui
d : Déplacement horizontal.

P = 0.287 MN > 0.25
δ = γ /Tb γ = 0.08551 m
δc = 0.60 < δ = 1.140
…….Condition non vérifié

Par raison que la condition n'est pas vérifiée, on ajoute des dispositions de non distorsion

Non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$H < f \times N$

Avec : H : Effort horizontal ;

N : Effort de compression vertical ;

$f = 0.10+0.6/\sigma m.$

- **a Pile**

$N = (Rg + 0.3\ RQ) / napp = 0.72\ MN$

$\sigma m. = 5.13\ MPa$ d'où $f = 0.22$

Alors on a :

$0.27\ MN < 0.16\ MN$ condition non vérifiée

- **a culée**

$N = (Rg + 0.3\ RQ) / napp = 0.72\ MN$

$\sigma m. = 5.13\ MPa$ d'où $f = 0.22$

Alors on a :

$0.28\ MN < 0.16\ MN$ condition non vérifiée

Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.4.1.3 Les plaques de fixation

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



Figure VIII.10. Les plaques de fixation

VIII.4.2.LES DES D'APPUIS

Sont des éléments en béton armé réalisés au sommier d'appui qui permettent de diffuser les charges localisées provenant directement au tablier, aussi ils rattrapent le dévers transversal du tablier et mettre les appareils d'appui hors d'eau.

VIII.4.2.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (A, B, h) des dés d'appuis sont choisis de telle sorte qu'elles soient à peu plus grand par rapport aux dimensions de l'appareil d'appui :

$A \geq a$ +200 avec : $h \geq \frac{a*b}{a+b}$

$B \geq b$ + 200

On prend : h = 0.3m ; A = 0.55m ; B = 0.6m

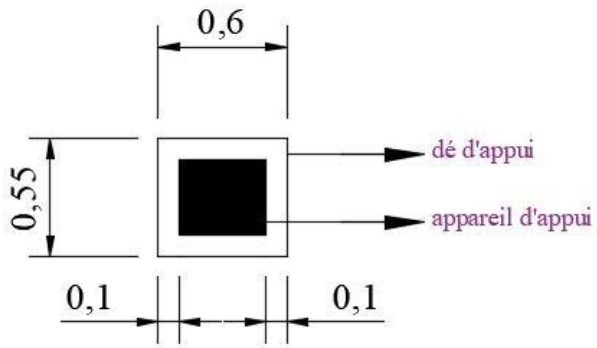


Figure VIII.11. Les dimensions en plan du dé d'appui

VIII.4.2.2.Ferraillage des dés d'appuis

- **Armature de chainage**

La section calculée doit reprendre à 25% de l'effort Nmax :

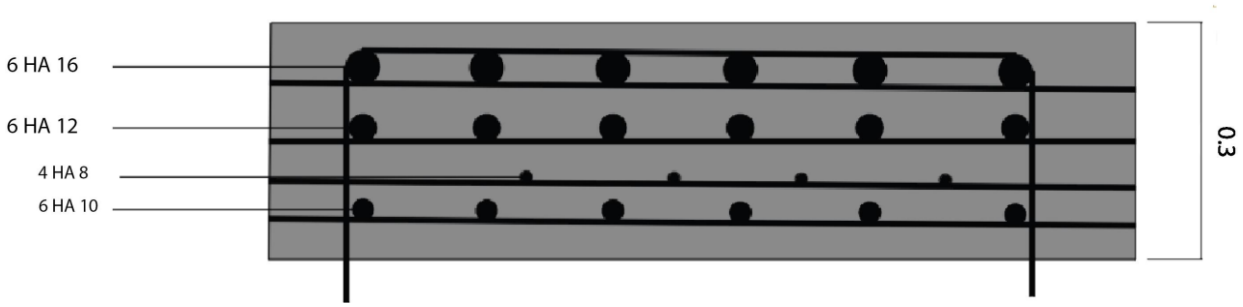


Figure VIII.12. Le ferraillage du dé d'appui

As = 0.25×$Nmax$/σs = 0.25×1.75/434.78= 10.06 cm2 → 6HA16 = 12cm2

- **Armature horizontale**

Elles ont pour rôle d'éviter la propagation des fissures, elles doivent reprendre dans chaque direction un effort de 12.5% Nmax :

As = 0.125×$Nmax$/σs= 0.125×1.75/434.78= 5.03 cm2 → 6HA12 = 6.78cm2

- **Ferraillage de surface (frette supérieure)**

Elles sont placées la plus près possible de la face supérieure de l'appui, elles doivent reprendre à un effort de 4% Nmax :

As = 0.125×$Nmax$/σs= 0 .04 × 1 .75/434.78 = 1.61cm2 → 4HA8 = 2cm2

- **Ferraillage de surface (frette inférieure)**

Elles sont disposées à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui :

As = 0.1×$Nmax$/σs= 0.1×1.75/434.78= 4.02cm2 → 6HA10 = 4.71cm2

VIII.4.3.JOINT DE CHAUSSEE

Autrement dit, un joint de dilation qui assure la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier et lui donne la liberté à ce dernier pour se dilater sous l'effet du retrait et fluage du béton, l'effet de la température et l'effet des déformations d'exploitation…

Au droit de chaque coupure du tablier, on dispose un joint de chaussée qu'il faut donner une continuité de la surface de roulement sans provoque une source de bruit et de vibration et un inconfort pour l'usager.

Choix de type du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée est lié essentiellement par le souffle total, selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, le souffle est donné par la formule suivante :

$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$

Où :

W : souffle total du joint

W_D : souffle des déformation différées (retrait et fluage). W_D = 1.07 cm

W_T : souffle thermique. W_T = 0.0072 cm

W_S : souffle sismique (calculé dans l'étude sismique). W_S = 7.2 cm.

Alors : W = 3.7 cm

Selon le souffle calculé précédemment et d'après le catalogue de joints de chaussée

CIPEC : pour un souffle de 3.7 cm, la famille des joints correspondante est JEP (des joints de faibles souffles), et le modèle choisi est JEP3.

Tableau VIII.3. Les joints de chaussée selon CIPEC [8]

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S >250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Dimensions en mm. Jusqu'à 1000.*

Figure VIII.13. Joint de chaussée de type JEP3



VIII.5. CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre l'hourdis et les entretoises on a calculé leurs ferraillages aussi on a passé au dimensionnement des appareils d'appui, les dés d'appui et le joint de chaussée, il y a aussi d'autres équipements qu'on n'a pas les traités tel que le garde- corps, la corniche, la glissière de sécurité… qui ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils entrainent dans le bon fonctionnement du pont et la sécurité des usagers.

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA PILE

IX.1 INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier
- Hauteur de la brèche à franchir
- Mode d'exécution des fondations
- Liaison avec le tablier

Une pile comporte deux parties bien distinctes :

- Une superstructure ou fût, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par des voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.
- Une fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

IX.2. CONCEPTION DES PILES

Le choix de la forme des piles dépend de nombreux critères (mécaniques, économiques et esthétiques), que doit l'ingénieur concepteur les prend en considération pour aboutir au meilleur choix.

Pour notre cas on opte pour un modèle de piles composées par des colonnes de section circulaire. Le tableau suivant présente les hauteurs des piles (fûts) :

Tableau IX.1. Les PK et les hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3
Position PK	54+776.2	54+816.4	54+856.6
Hauteur (m)	9.8	9	7.5

Notre choix est motivé par deux réseaux principaux, un réseau économique et l'autre fonctionnelle.

- Réseau économique : Ce modèle présente des quantités du béton et d'aciers plus au moins inférieure par rapport aux autres modèles (la forme voile).
- Réseau fonctionnelle : notre projet franchit un oued, ce qu'il demande une forme des piles qui ne constitue pas un obstacle pour l'écoulement des eaux

IX.3 PREDIMENSIONNEMENT DES PILES

IX.3.1 Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- **Longueur : L = 13.1 m ;**
- **Largeur : e = 2.6 m ;**
- **Hauteur : H = 1.7m ;**

IX.3.2 Les futs :

On va choisir trois colonnes circulaires de 2.5m de diamètre et un entraxe de 5m.

IX.3.3 La semelle :

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 1.6 m ;
- Largeur : 6m ;
- Longueur : 13.1 m ;
- Béton de propreté : 0.1 m

IX.4 DECENTE DES CHARGES

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude à la pile qui présente une hauteur max qui la pile P1, qui caractérise par les dimensions présentées dans la ci-après :

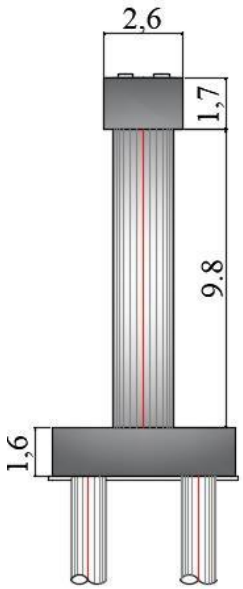


Figure IX.1. Les dimensions de la pile P1 la plus haute

IX.4.1. EVALUATION DES EFFORT SISMIQUE

Pour notre cas, la méthode appliquée c'est la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre), autrement dit la masse des piles MP doit être inférieure à 43% de la masse du tablier :

M = G + α.Q avec : α = 0 : pont ni urbain ni ferroviaire.
Sachant que : G = Mtablier*nombre de travées = 46094.8 KN
Masse des pile = Chevêtres + MFûts = 10519.815 KN

- Le biais de pont est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

L'ouvrage est sans biais donc Condition vérifiée

- La courbure en plan est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage n'a pas une courbure Condition vérifiée

- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

e0 = |Xm – XR| ≤ 5% L = |80.15 – 80.68| = 0.53 < 5%*160.3 Condition vérifiée

IX.4.1.1 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL

On détermine les effets sismiques en utilisant un modèle à tablier rigide en appliquant une force statique horizontale égale à :

F = M.Sa(T)
M : La masse totale mise en mouvement égale la masse du tablier
Sa : l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamental T
La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

K : la raideur totale du système (KN/m)
M : la masse totale (t)
La raideur totale de l'ouvrage K est égale à la somme des rigidités d'appuis :

$K = 2K_{culée} + K_{pile1} + \ldots + K_{pile5}$

Sachant que :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}$$

Et

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Avec :
G : module d'élasticité dynamique = 1.2
a et b dimensions d'appareil d'appuis (a =40cm, b = 35cm)
T épaisseurs d'appareil d'appuis =55mm Kpile = n* 3EI/h3
Avec :
n : nombre de futs de la pile (3 futs)
E : module de déformation instantanée du béton
I : inertie longitudinale d'un fut
h : la hauteur du fut

En considérant la culée infiniment rigide on aura : Kculée = KA-app
Les résultats de calcul de la rigidité des appuis sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.2. Résultats de calcul des raideurs des fûts

Piles	Hmoy (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	kFût (MN/m)
P1	9.78	2	0.79	3	249.24
P2	9.03	2	0.79	3	316.64
P3	7.42	2	0.79	3	570.71

Tableau IX.3. Résultats de calcul des rigidités des piles

Piles	kFût (MN/m)	k Ap-d'appui(MN/m)	Nombre d'appareils d'appui	Kappuis (MN/m)
P1	249.24	2.8	16	37.97
P2	316.64	2.8	16	39.25
P3	570.71	2.8	16	41.54

Tableau IX.4. Résultats de calcul des rigidités des culées

Culées	k Ap-d'appui (MN/m)	nA-Apps	KP (MN/m)
C1	2.8	8	22.40
C2	2.8	8	22.4

Raideur totale : Ktot = Kpiles + Kculées = 163.56 MN/m

Donc :

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 1.05$ s

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_u = \begin{cases} A.S.g\left(1 + \left(\frac{T}{T1}\right).(2.5\eta - 1)\right) : 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\eta A.g.S : T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{T2}{T}\right) : T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta.A.g.S\left(\frac{3T2}{T^2}\right) : 3s \leq T \end{cases}$$

Avec :
A : Coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone sismique (IIa) et le groupe de pont (Groupe 1 : pont stratigique) : (A = 0.25)
S : Coefficient de site (site ferme S2 : S = 1.1)
T1, T2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (T1 = 0.15s ; T2 = 0.4s)
η : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ tel que :
ξ : Taux d'amortissement (pour le béton armé : ξ = 5%)
Donc : η = 1
g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s2)

On a : T2 = 0.4s < T = 1.05 s < 3
Donc Sa est donnée par la 3eme branche :
Sa = 2.5*A*η*S*g*(T2/T) Sa = 2.56 m/s2
La force statique équivalente F_{lon} : F_{lon} = M.Sa = 11789.27 KN
Cette force est répartie sur chaque appui selon la formule suivante :
*Fappui = (Kappui /Ktot)*Flon*

Calcul des déplacements :

Le déplacement du tablier par rapport au sol est donné par :

$$d_{L(tablier)} = (\frac{T}{2\pi})^2 Sa = 0.072m$$

Le déplacement de la tête de l'appui par rapport au sol : $d_{L(appui)} = F_{appui} / K_{appui}$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul :

Tableau IX.5. Résultats de calcul des forces sismiques horizontaux par appui

Piles	Kappui (MN/m)	Ktot (MN/m)	Flong (KN)	Fappui (KN)
C1	22.40	163.56	11789.3	1614.6
P1	37.97	163.56	11789.3	2737.1
P2	39.25	163.56	11789.3	2828.9
P3	41.54	163.56	11789.3	2994.1
C2	22.40	163.56	11789.3	1614.6

IX.4.1.2 EVALUTION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- **Le modèle à tablier rigide ;**
- **Le modèle à tablier flexible.**

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

$$\frac{longueur\ tablier}{lanrgeur\ tablier} < 5$$

Ce n'est pas le cas pour notre pont car : $\frac{160.3}{13.25} = 12.09 > 5$, donc le modèle à tablier flexible aura lieu.

L'effet du séisme transversal agissant sur la ième pile peut être évaluer en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$F_i = M_i * S_a$

M_i : masse effective attribuée à la pile (masse du tablier)

T : période fondamentale de chaque pile : : $Ti = 2\pi\sqrt{Mi/Ki}$

K_{appui} : la rigidité de la i -ème pile, donnée par la formule suivante :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}$$

Tel que :

Ka-appui : la rigidité de l'appareil d'appui (Ka-appui = 2.8 MN/m)

$K_{fut} = 3EI/h3$

Sachant que :

E : module de déformation instantanée du béton (E = 33000 MPa)

I : moment d'inertie par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, donné par : I = 3Iy +2Sd2

Iy: le moment d'innertie de la section transversal d4un fut ($I_y = \frac{\pi D^4}{64} = 0.79\ m^4$)

S : l'aire de la section transversale d'un fût (S = πR2 = 3.14 m2) d : l'entraxe entre les fûts (d = 4.5m)

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6. Résultats de calcul de la force sismique transversale dans chaque appui

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	Sa	Fi (Kn)
P1	44.65	1,410,129	1.12	2.42	3,407.08
P2	44.69	1,401,297	1.11	2.42	3,397.57
P3	44.74	1,382,340	1.10	2.44	3,376.44
C1/C2	24.05	575.107.00	1.01	2.68	1.541.06

IX.4.1.3 COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

E_{long} = Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez

E_{tran} = Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez

E_{vert} = Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs de forces sismiques appliquées sur les appuis :

Tableau IX.7. Combinaisons des composantes de l'action sismique

Appui	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2,057.5	1,960.7	927.27
P1	3,620.1	3,76.19	1,704.06
P2	3,712.4	3,793.76	1,732.20
P3	3,878.6	3,846.69	1,782.77
C2	2,057.5	1,960.70	927.27

IX.4.2 EFFORT APPLIQUES A LA PILE

Tableau IX.8. Efforts appliqués à la semelle de la pile

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3144.00	/	0.00	0.80	0.00	/
Fûts	2309.07	/	0.00	6.50	0.00	/
Chevetre	1447.55	/	0.00	12.25	0.00	/
G Tablier	11502.14	/	0.00	13.10	0.00	/
Hf+r	/	180.18	/	13.10	/	2360.36
HT°	/	90.81	/	13.10	/	1189.62
Somme	18402.76	234.67	/	/	0.00	3074.13
(Al)	2609.48	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1806.88	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1136.69	/	0.00	/	0.00	/
D240	2150.77	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/

Fr Al	/	101.76	/	13.10	/	1333.00
Fr Bc	/	180.00	/	13.10	/	2358.00

IX.10 COMBINAISON DES EFFORTS

Tableau IX.9. Combinaisons d'actions à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	R1	R2
G	18402.76	234.67	3074.13	0.00	3074.13	2086.86	2513.83
G+1.2Al+ST+0.6T	21534.13	356.77	4673.74	0.00	4673.74	2367.20	3016.33
G+1.2Bc+ST+0.6T	20571.02	450.67	7503.34	0.00	7503.34	2050.31	3092.44
G+Mc120+0.6T	19539.45	234.67	3074.13	0.00	3074.13	2228.95	2655.91
G+D240+0.6T	20553.53	234.67	3074.13	0.00	3074.13	2355.71	2782.67

Tableau IX.10. Combinaisons d'actions à l'ELU

	N	H	MH	MV	M	R1	R2
1,35G	24843.73	324.97	4257.14	0.00	4257.14	2809.83	3401.10
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	29018.89	487.78	6389.95	0.00	6389.95	3183.62	4071.11
1.35G+1.26B+1.6ST+0.9T	27734.74	612.97	8029.94	0.00	8029.94	2909.21	4024.48
1.36G+1.35Mc120+0.9T	27747.27	324.97	4257.14	0.00	4257.14	3172.77	3764.04
1.35G+1.35D240+0.9T	24843.73	324.97	4257.14	0.00	4257.14	2809.83	3401.10

Sollicitations les plus défavorables :
ELS : Nmax = 21534.13 KN Mcors = 4673.74KN.m
ELU: Nmax = 29018.89 KN Mcors = 6389.95 KN.m

IX.11 ETUDE DE LA FONDATION

IX.11.1 Etude des pieux

Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort normal du au tablier.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{p-ELS}}$$

Nmax : l'effort normal maximal à l'ELS,
Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS Application Numérique :

Nmax-ELS = 21534.13 KN
QP-ELS = 4920.7 KN
Qsu = 3956.4 kN
n_P = 3.36

On opte pour 8 pieux (2×4) de diamètre 1.2m chacun et une longueur égale 18m.

Effort revenant à chaque pieu

L'effort normal revenant à chaque pieu est calculé par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_X \times Y}{\sum Y^2}\right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2}\right)$$

Mx, My : moments dans les sens x et y ;
X,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables

Tableau IX.11. Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables

état	Nmax(KN)	Nmin(KN)	Qp(KN)
ELU	4071.11	2809.83	8076.00
ELS	3092.44	2050.31	4920.70
ELA	5359.18	-1223.95	9422.00

Nmax-els = 3092.44 **KN** < 4920.70 **;**
Nmax-elu = 4071.11 **KN** < 8076 **KN ;**
Nmax-ela = 5359.18 KN < 9422 **KN. → Pas de risque de poinçonnement.**
Nmin < 3956.4 Pas de risque de soulèvement

Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pule}} + \frac{1}{K_{a-4p}}}$$

$$EI\frac{d4y}{dx4} + C_u \times b \times y = 0$$

Avec :
b : diamètre du pieu ;
Cu : module de réaction du sol ; y : déplacement en tête du pieu ;
La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\propto = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cub}}$$

α : Longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cub}{4EI}}$$

Avec :
E : module d'élasticité du béton ; I : moment d'inertie du pieu ;
b : longueur du pieu.

Application Numérique :

- **Cu = 35 MN/m3**
- **E = 33000 MPa**
- **b = 1,20 m**
- **I = 0,1017 m4**
- **λ=0.236**

D'où λL=3.098

On tire les valeurs de ($X_{\phi,}^{H}, X_{\phi}^{M}$) pour λ ×L=3.098 a partie du tableau WERNER

$$\lambda L = 3.098 \rightarrow \begin{pmatrix} (X_{\phi,}^{H} = 1.17 \\ X_{\phi}^{M} = 1.49 \end{pmatrix}$$

Les sollicitations les plus défavorables :

$\overline{ELS}$: H_{max} = 56.33 KN

$\overline{ELU}$: Hmax = 76.62 KN

ELA : H_{max} =599.56 KN

Moments fléchissant

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\phi H}}{\chi_{\varphi M}} \times \bar{M} = -\frac{\chi_{ep}}{\chi_{eM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

ELS : M = 187.5 KN.m N correspondent: 2050.31 kn
ELU : M= 255.08 KN.m N correspondent: 2909.21 kn
ELA : $\bar{M}$ =1995.99 KN.m N correspondent: -1569.38 kn

Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme un élément soumis à la flexion composée.
Section d'acier :
Avec Robot expert As=114 cm² ; on prend 24HA25

Cercles transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

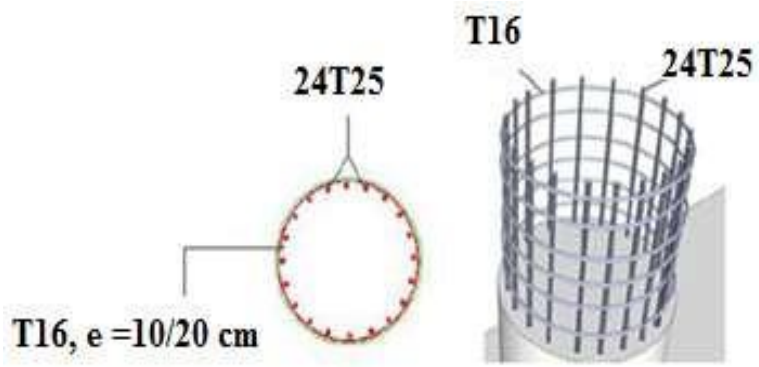


Figure IX.2. Ferraillage du pieu

IX.11.2 Etude de la semelle

- **Longueur : L = 13.1 m.**
- **Hauteur : H = 1.6 m.**
- **Largeur : l = 6 m**

Evaluation des efforts
NMax = max {N1, N2}
ELS : Nmax= 3.09 MN ELA :
Nmax= 5.36 MN

Ferraillage de la semelle
Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \\ \alpha \geq 45° \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{ELS} = 333.33\ MPa$$

h =H – d' , d' = 10 cm ;
L : entraxe entre les pieux = 3.6 m
A partir de la figure on tire les données suivantes :
$L/2 - b$ = 1.3 m < 1.5 m…… **Condition vérifiée.**
α =49.11° > 45°……. **Condition vérifiée.**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$A_s = \left(\frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a}\right) \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}$ avec : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$

Application Numérique :
Nmax-ELS = 3.09 MN
Nmax-ELA = 5.36 MN
$\bar{\sigma}$a-ELS = 333.33 MPa
$\bar{\sigma}$a-ELA = 500 MPa
As-ELS = 80.4 cm2
As-ELA =92.89 cm2
Donc : As = 92.89 cm2
On prend 19HA25 (As = 93.27 cm²).

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) Telle que :
L=h+ Φpieu=1.5+1.2=2.7 m
L'espacement entre ces armatures est :

$$St = \frac{\Phi + H - d}{N - 1} = 16.87\ cm$$

On opte pour un espacement de 17 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :
Ar =1/3 * A1 = 1/3* 93.27 = 31.09cm2 Soit : HA20 avec : St = 20cm

Armatures de construction :

Armatures longitudinales supérieures :
A2 = A1/10 = 9.327 cm2 Soit : HA14 avec : St = 20cm Armatures transversales supérieures :
A3 = A/4 = 23.317 Soit : HA14 avec : St = 15cm

Armatures latérales
AL = A / 10 = 9.327 cm2 Soit : HA14 avec : St = 20 cm
HA14 avec : St = 20 cm

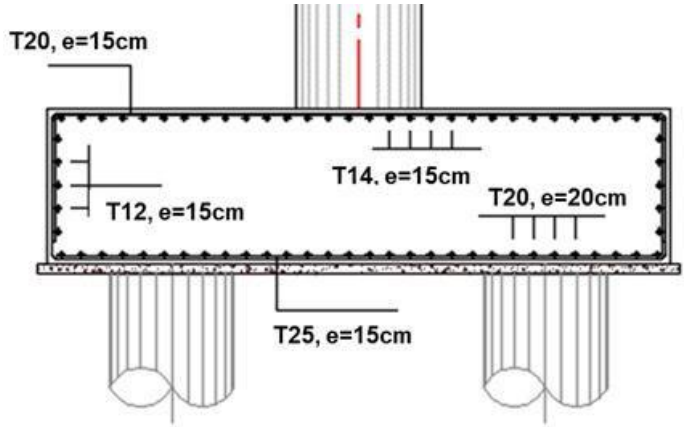


Figure IX.3. Ferraillage de la semelle sous la pile

IX.12 ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE

IX.12.1 Etude des fûts

Le fût est un élément qui est doublement encastré, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, surcharges et les efforts sismiques.
Notre pile est constituée de 3 fûts avec les caractéristiques suivantes :

- **Diamètre des colonnes : D =2 m**
- **Hauteur moy : H=13.3 m**
- **Entraxe : E = 5m**

Evaluation des efforts
Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IX.12. Efforts appliqués aux fûts

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV /o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/O
Futs	2309.07	/	0.00	4.90	0.00	
Chevêtre	1447.55	/	0.00	10.65	0.00	

G tablier	11394.14	/	0.00	11.50	0.00	
Hf + r	/	180.18	/	11.50		2072.07
HT °	/	90.81	/	11.50		1044.32

Somme	15150.76	270.99	/	/	0.00	3116.39

(Al)	**2609.48**	**/**	**0.00**	**/**	**0.00**	**/**
(Bc)	1807.25	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1136.82	/	0.00	/	0.00	/
D240	2150.77	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	101.76	/	11.50	/	1170.19
Bc	/	180.00	/	11.50	/	2070.00

Combinaison des efforts

Les combinaisons d'actions sont résumées dans le tableau suivant :

Combinaison à l'ELS

Tableau IX.13. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G + 0.6T	15150.76	234.67	2698.66	0.00	2698.66
G+1.2Al+ST+0.6T	18282.13	356.77	4102.90	0.00	4102.90
G+1.2Bc+ST+0.6T	17319.46	450.67	5182.66	0.00	5182.66
G+Mc120+0.6T	16287.59	234.67	2698.66	0.00	2698.66
G+D240+0.6T	17301.53	234.67	2698.66	0.00	2698.66

Sollicitations les plus défavorables
Mmax = 1727.55 KN Ncorr = 5809.01 KN.m
Tmax = 150.22 KN ; Ncorr = 5809.01 KN.m

Combinaison à l'ELU

Tableau IX.14. Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G + 0.9T	20599.33	324.97	3737.19	0.00	3737.19
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	24774.49	487.78	5609.50	0.00	5609.50
1.35G+1.26Bc+1.6ST+0.9T	23490.34	612.97	7049.19	0.00	7049.19
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23502.87	324.97	3737.19	0.00	3737.19
1.35G+1.35D240+0.9T	20599.33	324.97	3737.19	0.00	3737.19

Sollicitations les plus défavorables
Mmax = 2349.73 KN Ncorr = 7830.11 KN.m
Tmax = 204.32 KN ; Ncorr = 7830.11 KN.m

Vérification de flambement de la colonne
La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule :
λ = Lc/i < 50
Lc : longueur de flambement. Lc = 0.7L
i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. i = D/4

Application Numérique :
L= 9.8 m
D= 2 m
i = 0.5 m
Lc =6.86 m
λ = 13.72 < 50……Condition vérifiée

Ferraillage des fûts
Les fûts sont considérés comme des pièces soumises à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

ELS : Nmax = 5809.01 KN	Mcors =1727.55kN.m	Tmax = 150.22 KN
ELU : Nmax = 7830.11kN	Mcors = 2349.73 KN.m	Tmax = 204.32 KN
ELA : Nmax =5362.4 KN	Mcors =15799.52 KN.m	Tmax = 4020 KN

Section d'acier :

Avec Robot expert As== 325.1 cm² on prend une nappe de 41 HA32 (As = 229.74 cm²).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerce de HA16, esp = 15 cm dans la zone critique et 30 cm dans la zone courante.

La coupe de ferraillage est représentée dans la figure suivante :

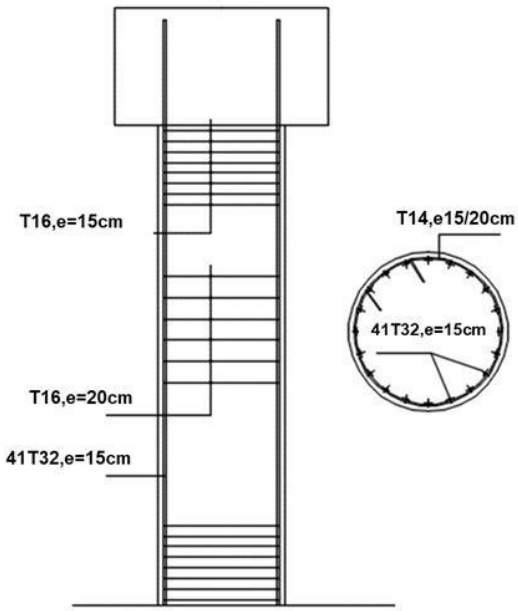


Figure IX.4. Ferraillage du fût

IX.12.2 Etude du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

Dimensionnement à la flexion

Schéma statique :

Notre chevêtre est reposé sur trois appuis, on peut le présenter par le schéma statique suivant :

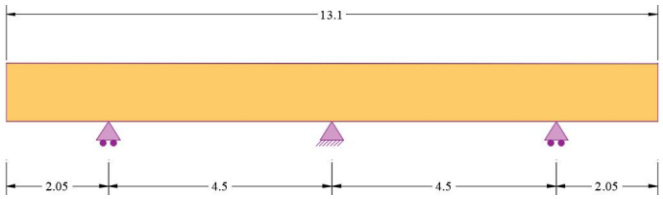


Figure IX.5. Schéma statique du chevêtre

Modélisation et résultats :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT2014. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

On modélise le chevêtre comme une poutre continue sur trois appuis simples, et on modélise les charges comme une charge répartie sur la longueur du chevêtre.

Tableau IX.15. Valeurs de charges appliquées au chevêtre

Charge	Culée	Pile	Charge sur chevêtre
R_g	5751.07	11502.14	878.025
$R_{(Al)}$	1936.85	2609.48	199.196
R_{Bc}	1680.64	1806.88	137.929
R_{Mc120}	1088.17	1136.69	86.769
R_{D240}	1858.46	2150.77	164.180
R_{ST}	0.00	0.00	0

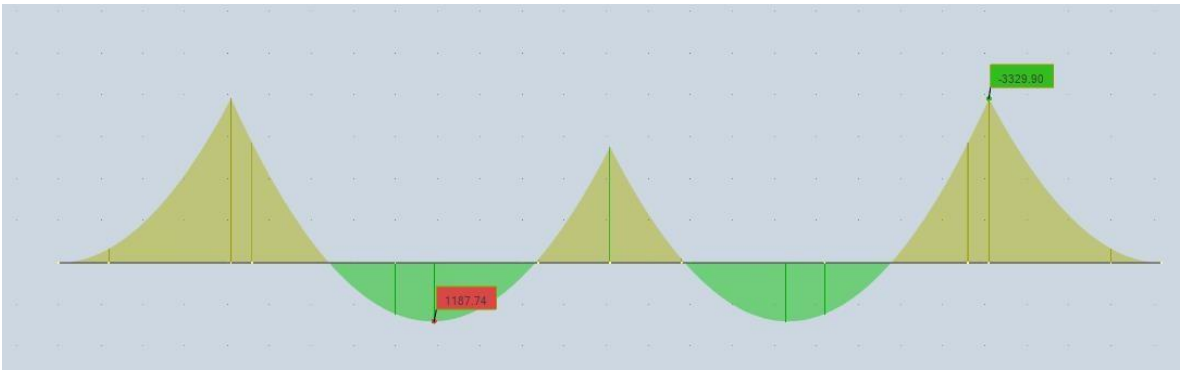


Figure IX.6. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

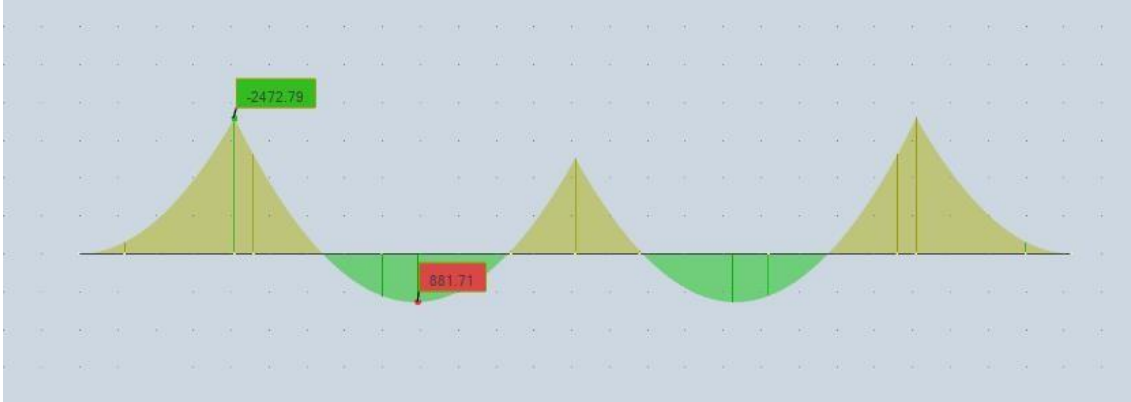


Figure IX.7. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Tableau IX.16. Ferraillage de la chevêtre

Sollicitation	M_{max} ELU	M_{max} ELS	As	Armatures	A's
Sup appui	3329.9	2472.79	77.6	16HA25	78.54
En travée	1187.74	882.02	44.5	15HA20	47.12

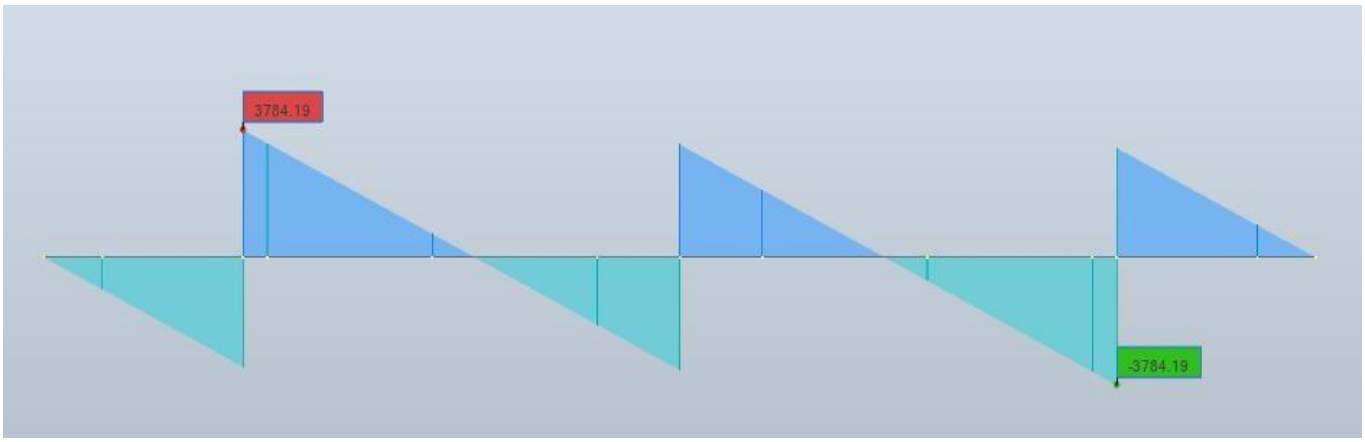


Figure IX.8. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Armatures transversales

Tmax ELU = 3784. 19 KN

Avec Robot Expert : 1 Cadre de HA 16. Esp = 10 dans zone critique et 15 cm dans zone courante

Dimensionnement à la torsion

Détermination du ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limité par :

$Lt = Lc$ si $Lc \leq \Phi + Hc$

$Lt = Lc + \Phi$ si$Lc > \Phi + Hc$

Application Numérique :
Lc= 2.6 m
Hc= 1.7 m
Φ = 2 m
Lt = 2.6 m
La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{c}{2n\Omega b_n}$$

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn = Hc/6 ;
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω: l'aire du torsion, Ω= (Hc – bn) (Lt – bn)

Evaluation de moment de torsion

- **Phase de construction :**

C1 = PG × e

Application Numérique :
PG = 252.63 KN/ml (poutres + entretoise)
e= 0.6 m
C1 =151.58 KN.m/ml

- **Phase service :**

C2 = Psurcharge × e

Application Numérique :
PA(l)= 177.42 KN/ml
e= 0.6 m
C2 = 106.45 KN.m/ml

C = max (C1; C2) = 151.58 KN.m/ml

Ferraillage longitudinale

$$A = \frac{1}{\overline{\sigma a}} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

P : périmètre du chevêtre
$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier
Application Numérique :
Ω = 3.28 m2 P = 8.03m
$\bar{\sigma}_a$ = 333,33 MPa
As = 5.57 cm2
On opte pour HA 12, avec un espacement de 20 cm.

La figure ci-dessous présente le ferraillage adopté pour le chevêtre :

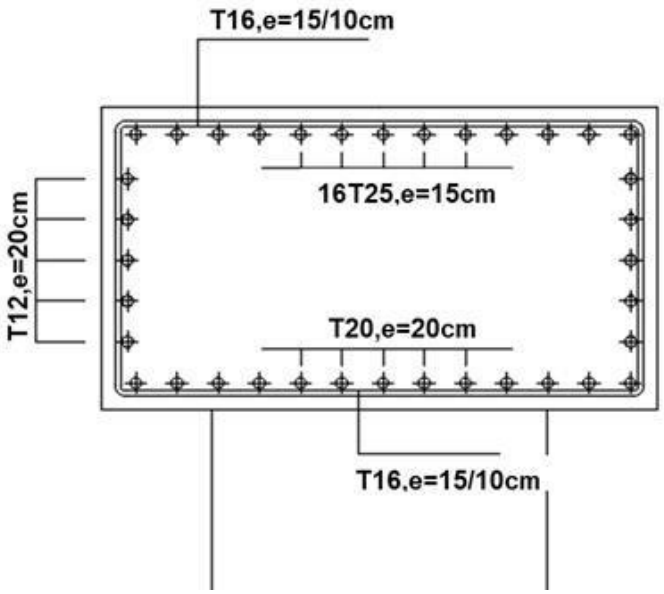


Figure IX.9. Ferraillage du chevêtre

IX.13 CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre les piles de notre ouvrage, on a les conçu en tenant compte des facteurs liées au site du pont, mode de fonctionnement du tablier…puis on a évalué les efforts agissant sur ces derniers pour déterminer leur ferraillage, sans oublier qu'on a tenu compte l'effet sismique sur ces appuis surtout que l'ouvrage situe dans une zone de sismicité moyenne.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA CULEE

X.1.INTRODUCTION

La culée d'un pont c'est la partie située sur la rive, assure la liaison entre la chaussée du tablier et celle du pont, destinée à supporter le poids et la charge venante du tablier et aussi elle joue le rôle d'un mur de soutènement contre les remblais d'accès. Dans notre étude de la culée, on passe en premier lieu par le prédimensionnement de ses éléments constitutifs puis on va évaluer les charges appliquées dans le cas normal et le cas sismique et on terminera par le calcul du ferraillage de chaque élément.

X.2.CHOIX DU TYPE DE LA CULEE

Selon la forme et la fonction joue par la culée, on distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage, ont une fonction porteuse.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé, elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse.
- Culées creuses sous forme d'une boire renversée.

D'après le profil en long du projet, les PK des deux culées et leurs hauteurs sont :

Tableau X.1. Les hauteurs des deux culées

Désignation	Culée 01	Culée 02
Point kilométrique	737.226	737+619
Hauteur de la culée en (m)	6.9	6.8

Vu les données naturelles du site, notre choix est allé vers la culée remblayée pour les deux côtés, la culée qu'on va prendre en considération dans l'étude est la culée 02 qui présente une hauteur de 6.8m.

X.3.PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Les dimensions des éléments de la culée et leurs fonctions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau X.2. Prédimensionnement de la culée

L'élément	fonction	dimensions
Mur frontal	Supporter les charges verticales du tablier et soutien des remblais	Largeur : 13.6m Hauteur : 5.22m Epaisseur : 1.69m
Mur garde grève	Etablier le joint de chaussée, retenir les terres des remblais derriére le tablier	Largeur : 13.6m Hauteur : 2.52m Epaisseur : 0.4m
Mur en retour	Soutenir les remblais d'accés	Epaisseur : 0.6m
Corbeau	Un appui pour la dalle de transition sous form de trapéze	Epaisseur : 0.4m H : 0.8m H : 0.4m
La dalle de transition	Atténuer les efforts de tassement du remblais prés de l'ouvrage	L : 4m Longueur : 1m Epaisseur : 0.3m
La semelle	Support le poids propre de la culée et la charge venant du tablier	Epaisseur : 1.6m Largeur : 6m Longueur : 1.6m

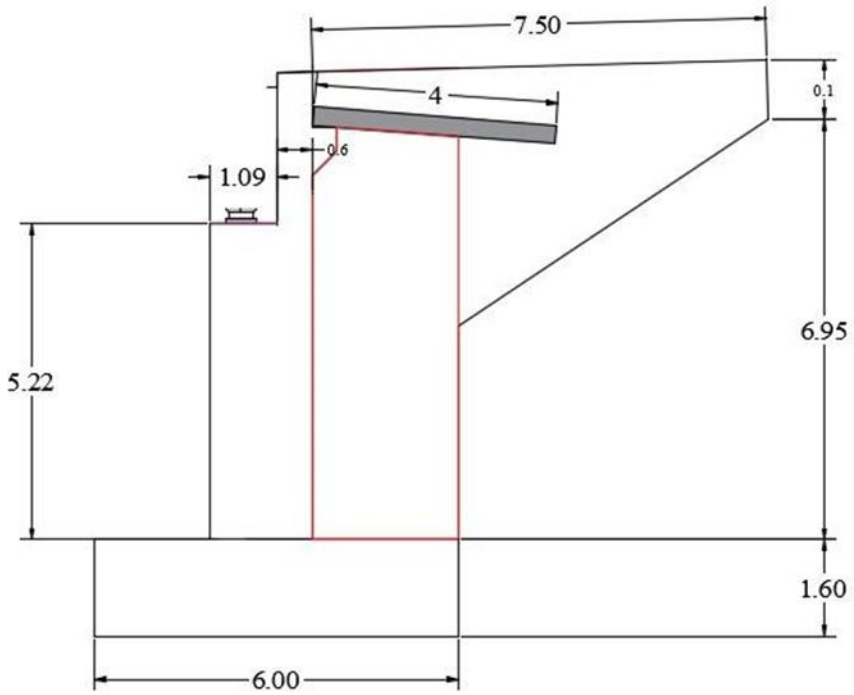


Figure X.1. Les dimensions de la culée

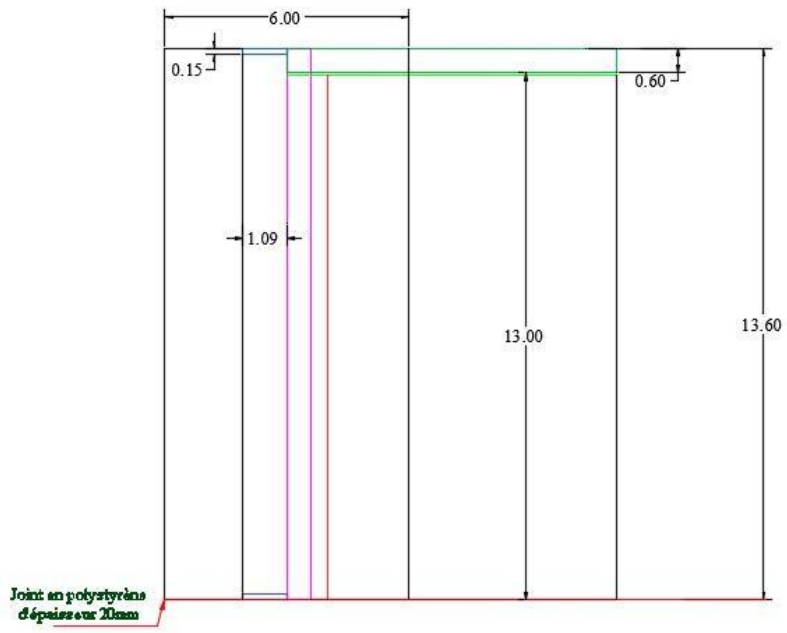


Figure X.2. Les dimensions en plan de la culée

X.4.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Evaluation des efforts dus aux poussées

La culée est soumise aux nombreux efforts horizontaux et verticaux, ils sont dus aux :

- Poids propre de la culée
- La descente de charge du tablier
- Poids des terres
- Poussée des terres
- Effet du séisme et du freinage

Avant de calculer la poussée des terres, on va calculer le coefficient de poussée Kad qui est déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \Theta)}{cos^2\left[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\theta cos\beta}}\right]^2}$$

Avec :
φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
β = 0° : angle qui fait le talus avec l'horizontale ;
θ = arctg (Kh / (1±Kv))
K_h : accélération du séisme horizontal égale à coefficient d'accélération de zone :A=0.25
Kv : accélération du séisme vertical Kv = 0.3Kh
Le coefficient de poussée des terres varie selon les conditions sismiques, on les distingue en :

- Cas n 01 : sans séisme
- Cas n 02 : séisme horizontal
- Cas n 03 : séisme horizontal + séisme vertical vers le bas
- Cas n 04 : séisme horizontal + séisme vertical vers le haut

Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée Kad

Conditions	Kh	Kv	θ(°)	Kad
Condition normale (sans séisme)	0	0	0	0.33

Conditions sismiques	Horizontal 1+Kv	0.2	0.25	0.08	13.06
	Horizontal 1-Kv	0.2	0.25	0.08	15.12
	Horizontal	0.2	0.25	0	14.04

Avec :

γ : le poids volumique des terres égale à 18KN/m3

X.5.ETUDE STATIQUE DE LA CULEE

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau X. 4. Sollicitations les plus défavorables

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G+0.6T+1.2A(l)	19357.01	3651.02	-6058.30
ELU	1.35G+0.9T+1.6(A(l))	34141.2	6599.77	-10273.58

X.6.ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE

Les charges sismiques permanentes (éléments de la culée) :

Tableau X.5. Efforts sismiques des éléments de la culée

	N1 (KN)	V1 (KN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	846.13	2820.43	681.80	11188.23

Les charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres :

Tableau X.6. La poussée dynamique des terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	Ifv (x/o)	Ifh(y/o)	Mfv/0	Mfh/o
Pad (1+kv)	/	5579.17	/	3.133	/	17481.40
Pad (1-kv)	/	5146.93	/	3.133	/	16127.05

Les charges sismiques due au tablier :

Tableau X.7. Effort sismique du tablier agissant sur la culée

	Nt (KN)	Vt (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Seisme Tablier	0.00	2090.93	0.00	1460.17

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée. Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.8. Sommation des efforts sismiques du tablier et de la culée

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0.00	8655.94	32020.31
CAS 2	0.00	8237.16	30813.58
CAS 3	846.13	0.00	681.80

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.9. Efforts à l'ELA

	N	V	M
P max – H + 3.0V	11922.93	8800.19	37463.04
P min – H - 3.0V	11245.52	8365.77	37453.78
P max + H - 3.0H	12515.22	2741.03	15048.83
P min – H - 3.0H	10653.23	2599.75	15884.27

Avec :

- Pmax : effort statique maximal
- Pmin : effort statique minimal
- H : effort sismique horizontal
- V : effort sismique vertical

X.7.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

X.7.1.Etude du mur garde grève

Le mur de garde grève est soumis aux forces verticales et horizontales. Pour la faible excentricité de ces forces verticales (son poids propre, la réaction d'une charge appliquée

directement sur le mur garde grève et la réaction da la dalle de transition), elles vont créer des moments faibles donc on peut négliger leurs effets, et prendre en considération que les charges horizontales qui sont : poussées des terres, la force de freinage du camion Bc et la charge locale située en arrière du mur. Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

Evaluation des efforts

Le moment total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moments des poussées des terres

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \; ; \quad avec: P = \frac{1}{2}\, k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur du mur garde grève égale **2.52 m**

Kad : coefficient de poussée des terres égale **0.33**

L : largeur du remblai égale à **13 m** (le calcul se fait pour 1 ml)

Donc : Mp-ELU = 21.39 KN.m/ml ; Mp-ELS = 15.84 KN.m/ml

Moment dû à la force de freinage du camion Bc

Le moment dû à la force de freinage d'une roue du camion Bc est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu Ph}{0.25 + 2h}$$

m : coefficient de pondération égale à 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS

P : charge d'une roue arrière du camion Bc égale à 60 KN

Donc : Mf-ELU = 91.46 KN.m/ml ; Mf-ELS = 68.6 KN.m/ml

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève dû à la charge locale a pour expression la formule suivante :

$$M_c = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \; ; avec\ k = \; k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :
ka : coefficient de poussée (ka= 0.33)
***γ* :** coefficient de pondération □ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
bc : coefficient de pondération du système Bc (bc =1.2)
***δ* :** coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai □ = 1.07
h : hauteur du mur garde grève h=2.52 m
K = 0.68 à ELU
K = 0.51 à ELS

Le tableau suivant du document SETRA PP73 montre des valeurs de Mc/K pour des différentes valeurs de h :

Tableau X.10. Les valeurs des rapports Mc/K en fonction des valeurs de h

h (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mc/K(t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire, on trouve la valeur du Mc/K correspondante à notre valeur de h.

Donc : Mc-ELU = 58.28 KN.m/ml ; Mc-ELS = 43.71 KN.m/ml

Combinaison d'actions sur le mur garde grève

MELU = M_p-ELU + M_f-ELU + M_c-ELU = 21.39+91.46+58.28 = 171.14 KN.m/ml
MELS = M_p-ELS + M_f-ELS + M_c-ELS = 15.84+68.6+43.71 = 128.15 KN.m/ml

Ferraillage du mur garde grève

Le mur garde grève travaille en flexion simple, il est ferraillé à l'état limite de service (fissuration préjudiciable)

Avec robot expert :

- Section d'acier : As = 19.9 cm2, on prend 5HA25/ml (As =24.54cm2) / coté remblai.
- Armatures de construction : As'= As/3 = 6.63cm2, on prend 5HA14/ml (As'=7.7cm2) / coté tablier.
- Armatures horizontales : Ah = As/4 = 4.98cm2, on prend 5HA12/ml (Ah =5.65cm2)

X.7.2.Etude de la dalle de transition

C'est une dalle en béton armé placée arrière du mur garde grève, elle sert de diminuer les

tassements du remblai d'accès. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai, dans le calcul on va la considérer comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités.

Evaluation des efforts

Elle est sollicitée par son poids propre, le remblai au-dessus de laquelle, le revêtement et la surcharge d'exploitation, le tableau suivant présente les valeurs de ces charges :

Tableau X.11. Evaluation des efforts pour la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	13.5	27	27
Surcharges	10	20	20

Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Tableau X.12. Combinaisons des moments et efforts tranchant pour la dalle de transition

Etat limite	La combinaison	Moment fléchissant	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G +1.6Q	69.84	69.84
ELS	G +1.2Q	93.88	93.88

Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec robot expert :

- **Section d'acier :** As = 13.4cm2, on prend 5HA20/ml (As = 15.71cm2)
- **Armatures de construction :** As'= As/3 = 5.07cm2, on prend 5HA14/ml (As'=7.7cm2)
- **Armatures longitudinales :** 2 nappes H12 (nappe supérieure + nappe inférieure), esp = 20 cm dans la zone courante.

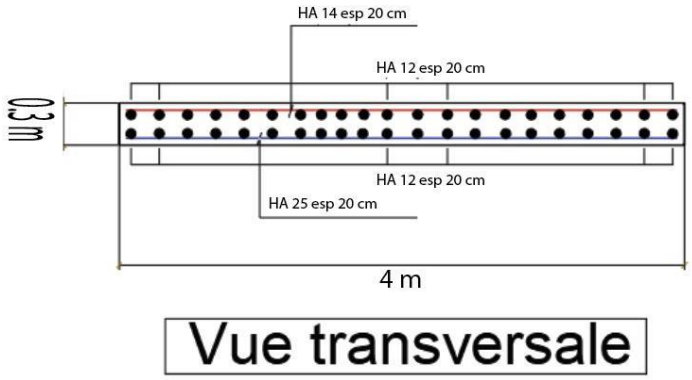


Figure X.3. La coupe transversale du ferraillage de la dalle de transition

X.7.3.Etude du corbeau

Le corbeau est situé arrière bas du mur garde grève, il joue le rôle d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des efforts

Réaction due au poids des charges permanentes : $Rcp = (q_1 * l)/2$

l : longueur de la dalle de transition = 4m

q_1 : les charges permanentes (réaction de la dalle de transition, poids du revêtement et du remblai)= 22.92 KN/ml

donc : Rcp = 45.84 KN/ml

Réaction des surcharges sur le remblai : $Rs = (q2 * l)/2$

q_2 : la surcharge sur remblai = 10KN/ml alors : Rs = 20 KN/ml

Combinaison d'actions sur le corbeau

Tableau X.13. Combinaisons d'actions sur le corbeau

Etat limite	La combinaison	La réaction (KN/ml)
ELU	1.35Rcp+1.6Rs	93.88
ELS	Rcp +1.2Rs	75.01

Ferraillage du corbeau

Le corbeau travaille en compression simple, il est ferraillé à l'ELS (la fissuration considérée est préjudiciable) :

Section d'acier : à l'aide du robot expert As = 11.2 cm2, on prend 6HA20/ml (As =18.84cm2)

Armature de construction : A's = As/3 = 3.73 cm2 soit : 6HA12/ml (As = 6.78cm2)

On peut aussi ferrailler le corbeau selon le ferraillage recommandé du guide SETRA PP73 (page24) [4] :

on utilise des armatures longitudinales de type ϕ10 filantes disposés sur toute la périphérie du corbeau et des armatures transversales de type HA10 tous les 10cm et un goujon de type HA 25 placé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

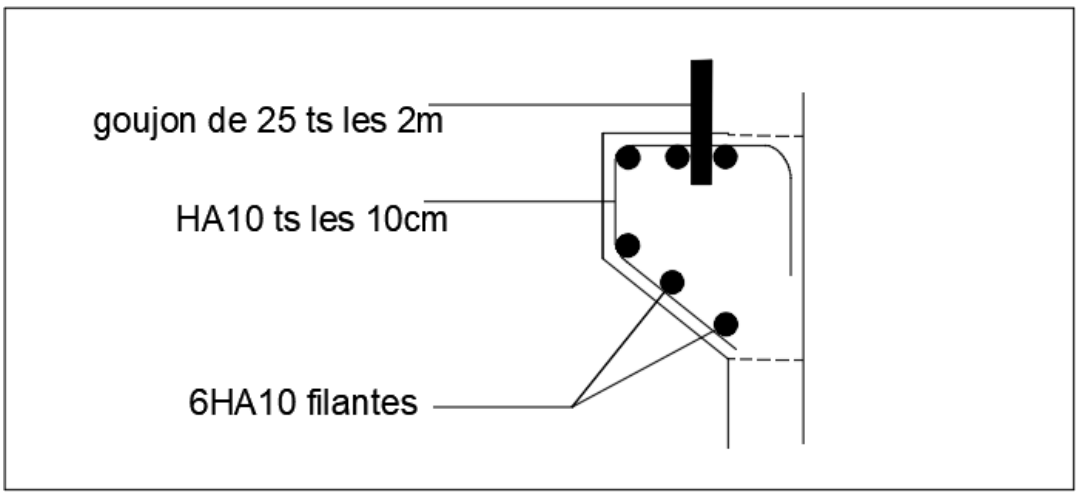


Figure X.4. Le ferraillage du corbeau

X.7.4.Etude du mur frontal

Le mur frontal est considéré comme une voile encastrée à sa base dans la semelle travaille en flexion composée, il est sollicité par :

- Charges permanentes (son poids propre et le poids de la superstructure et la poussée des terres)
- Les surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

Les sollicitations les plus défavorables sur le mur de front sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau X.14. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal

Cas	N (KN/ml)	H (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS (G+0.6T+1.2A(l))	897.87	188.12	-667.79
ELU (1.35G+0.9T+1.6(A(l))	1209.27	254.11	-906.19

Ferraillage du mur frontal

Avec robot expert, on trouve :

Section d'acier : As = 16.4 cm2, on prend 6 HA20/ml (As = 18.85 cm2)

Pour le ferraillage horizontal : As' = As/3 = 5.46 cm26 HA14/ml

X.7.5.Etude des murs en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, Le mur en retour est encastré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D parlogicielle de calcul d'élément fini.

Evaluation des efforts horizontaux

- Poussée des terres : Pt =18×0,333×7.74 = 45.97 KN/ml
- Poussée des surcharges de remblais : Psr =10×0,333= 3,33 KN/m2 ;
- Poids de CCP (Gglissière + corniches) : Pccp = 8.9 KN/ml ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

Combinaisons d'actions

- E.L.S : Mu = (Mt + Mpp+ MCCP) + 1,2 (Msr).

- E.L.U : Mu =1,35(Mt + Mpp+ MCCP) + 1,6 (Msr).

Tableau X.15. Résume ferraillage du mur en retour

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens horizontal	Coté remblai	275	190	18.3	6HA20
	Coté extérieure	/	/	6.1	6HA12

Sens vertical	Coté remblai	151.05	99.63	15.4	5HA20
	Coté extérieure	/	/	5.13	5HA12

X.8.ETUDE DE LA FONDATION

X.8.1.Etude de la semelle

La semelle est un élément en béton armé a pour rôle de transmettre au sol les charges de l'ouvrage à travers les pieux au- dessous de laquelle. Elle a les dimensions suivants:

- **Longueur : 13.6m**
- **Largeur : 6m**
- **Epaisseur : 1.6m**

Les sollicitations les plus défavorable sur la semelle sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau X.16. Efforts globaux sur la semelle sous la culée

Cas	N(KN)	H(K)	ΔM (KN.m)
ELS	19049.56	3744.913	-6591.04
ELU	34141.22	6599.77	-10273.58
ELA	19758.45	5506.09	6061.75

Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait en utilisant la méthode des bielles conditionnée par:

$$\begin{cases} h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \\ \alpha \geq 45^{\circ} \end{cases}$$

Avec :
h = H-d' , d' = 10cm
H : épaisseur totale de la semelle 1.6 m
L : entraxe des pieux 3.6 m
b : épaisseur du mur frontal 1.69 m

$\tan\alpha = \frac{h}{\frac{l}{2}-\frac{b}{4}} = 1.377 \rightarrow \alpha = 47.46° > 45°$ ……..condition vérifiée

$h = 1.5 > 1.37$……..condition vérifiée

La section d'armature inférieure est déterminée par la méthode des bielles est donnée par :

$$A_s \left(\frac{\text{Nmax}}{\bar{\sigma}\text{a}}\right) \times \frac{\frac{l}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

Cas normal : Nmax =2362.67 KN ; $\bar{\sigma}$a = 2/3 f_e = 2/3 *500 = 333.33MPa

Cas sismique : Nmax = 4091.97 KN ; $\bar{\sigma}$a = 500 MPa

→ As = 75.16 cm2

Le cas le plus défavorable c'est le cas sismique, donc la section concernée au ferraillage est : As = 75.16 cm2

Ces armatures transversales placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur L égale à: L = H + ϕpieu = 1.5+1.2 = 2.7m

Armatures transversales inferieur :
As = As-ELA /2.7 =27.83 cm2/ml ; Soit : (6HA25),
avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :
As2 = As/3 = 9.27 cm2/ml ; Soit : 6HA14, avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales inférieure :
As1 = As/3 =9.27 cm2/ml; Soit : 6HA14, avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales supérieure :
As3 = As/4 = 6.95 cm2/ml; Soit : 6HA14, avec un espacement de 20cm.

Armatures latérales :
As4 = As/10 =2.78 cm2/ml; Soit : 6 HA12, avec un espacement de 20 cm.

X.8.1.Etude de des pieux

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{p-ELS}}$$

Avec :

$\boldsymbol{N_{max}}$ **:** effort normal maximal à l'ELS

$\boldsymbol{Q_{p-ELS}}$: capacité portante d'un pieu à l'ELS

Application numérique :
np = 19357.01/4920.70 = 3.93

On opte pour 8 pieux (2×4) de diamètre 1.2m chacun et un longueur égale 18 m

Effort revenant à chaque pieu

L'effort normal revenant à chaque pieu est calculé par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \left(\frac{M_x \times Y}{\sum Y^2}\right) \pm \left(\frac{M_y \times X}{\sum X^2}\right)$$

Avec :
n : nombre des pieux
N : effort normal
Mx, My : moments dans les sens x,y
X,Y : les distances entre le pieu considéré et les axes X,Y respectivement

Vérification du non poinçonnement et non arrachement des pieux :

Les valeurs max de l'effort revenant à chaque pieu dans les trois états limite sont

comparées avec les portances d'un pieu

- à l'ELS :

Nmax = 2362.67 KN < 4920.7 KN (condition de non poinçonnement vérifiée)

Nmin = 1307.42 KN > 0 (condition de non soulèvement vérifiée)

- à l'ELU :

Nmax = 4135.90 KN < 8076.00 KN (condition de non poinçonnement vérifiée)

Nmin =1619.13 KN > 0 (condition de non soulèvement vérifiée)

- à l'ELA :

Nmax = 4091.97 KN < 9422.00 KN (condition de non poinçonnement vérifiée)

Nmin = -1111.23KN > - 3956.4 (condition de non soulèvement vérifiée)

Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI\frac{d4y}{dx4} + C_u \times b \times y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu, b = 1.2m

$\boldsymbol{C_u}$ **:** module de réaction du sol, C_u = 35 MN/m3

y : déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : Longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

Cu : module de réaction du sol, Cu= 35MN/m3

E : module d'élasticité du béton = 33000 MPa

I : moment d'inertie d'un pieu

Application numérique :

I = $\pi D^4/64$ = $3.14(1.2)^4/64$ = $0.1017 m^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2\times35}{4\times33000\times0.1017}}$ = 0.236 m^{-1}

Alors : λ×L = 3.098

A partir du tableau de WERNER, pour une valeur λ×L = 3.098 par interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = \frac{H}{n} \rightarrow \begin{Bmatrix} X_{\varphi}^{H} = 1.17 \\ X_{\varphi}^{M} = 1.49 \end{Bmatrix}$$

Le moment en tête du pieu donné par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{X_{\varphi H}}{X_{\varphi M}} \times \frac{P}{\lambda}$$

Tableau X.17. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

Etat	H_{max} (KN)	$\bar{P}$min (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	7082.17	885.27	-2947.16
ELS	4012.82	501.60	-1669.9
ELA	8800.19	1100.02	-3662.09

Ferraillage des pieux

Le pieu travaille en flexion composée, son ferraillage est fait à l'aide du logiciel Robot expert

- **Armatures longitudinales :**

La section d'acier est : As = 146.1cm^2; on prend 19 HA32 (As = 152.81cm2)

- **Armatures transversales :**

On prend des cercles de HA16 avec un espacement de 20cm dans la zone courante et

15cm dans la zone de recouvrement.

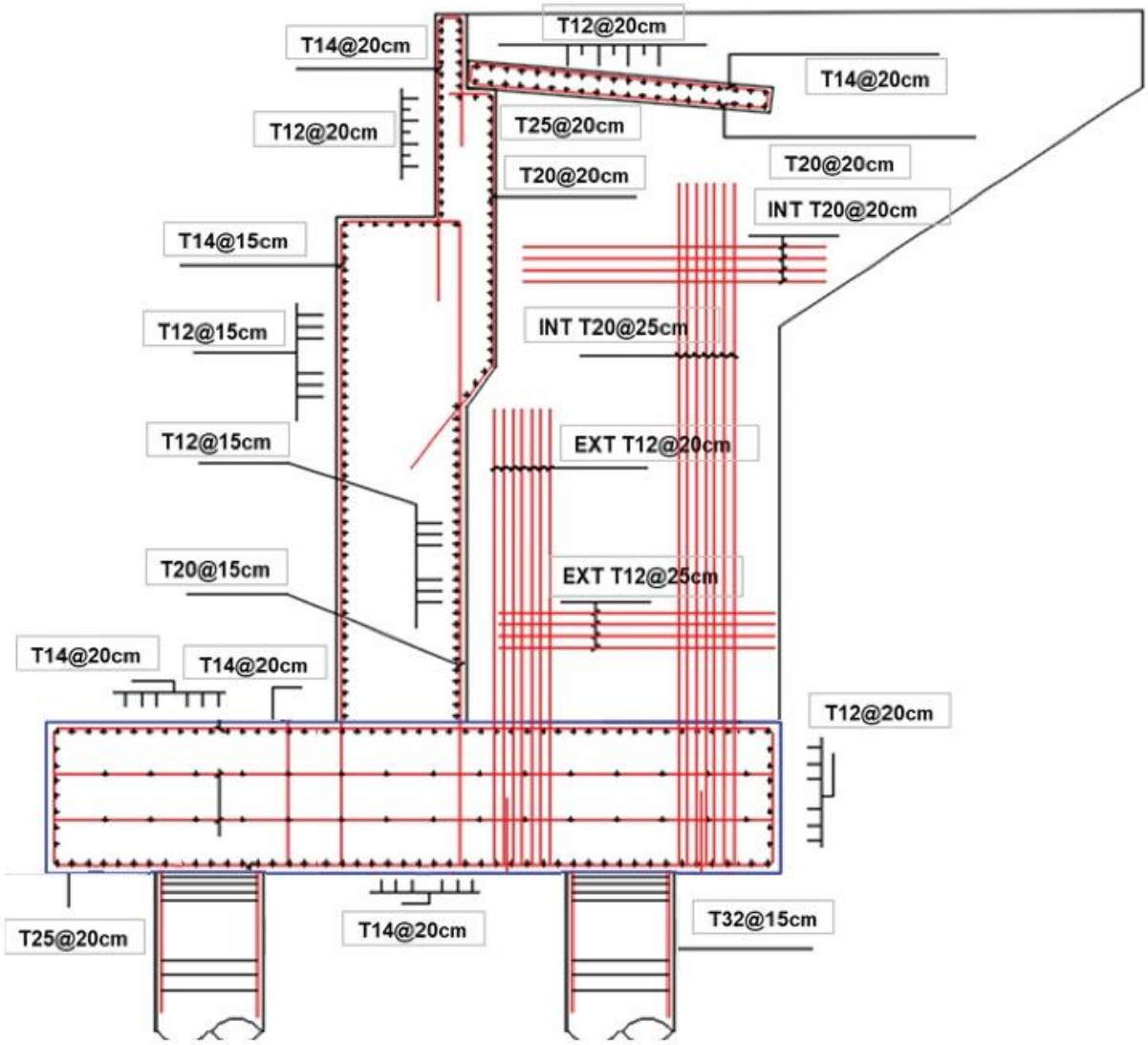


Figure X.5. Le ferraillage de la culée

X.9.CONCLUSION

Pour un bon dimensionnement de la culée, on a pris compte l'effet sismique qui dépend de la zone où se situe le pont en raison que la culée est l'un des éléments fondamentaux de la structure d'un pont, elle joue à la fois le rôle d'appui et le rôle d'une structure de soutènement.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'études est une expérience enrichissante qui, nous a donné la chancepour rappeler des connaissances qu'on les a appris déjà dans nos années d'études et pourapprendre des nouvelles notions relient à la conception, au dimensionnement et aux procédés méthodes de construction des ponts.

On note également en deuxième lieu, que l'étude d'un pont met en évidence la maitrisede plusieurs disciplines des travaux publics telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des structures…

Cette étude nous a permis aussi de maîtriser la réglementation régissant les principesde calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul.

A traves ce travail, qui nous a donné une bonne expérience dans le monde professionnel, on a compris que l'ingénieur doit avoir un sens d'observation très développé pour qu'il soit apte de prendre des décisions et faire choix qui satisfont à toutes les conditions et les contraintes du projet.

BIBLIOGRAPHIE

- **GUIDES ET COURS**

[1] Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

[2] Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

[3] Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

[4] Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillages types ".

[5] Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).

[6] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.

[7] Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.

[9] BELAOURA Mbarek, (2018/2019) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

[10] BELAOURA Mbarek, (2017/2018) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

- **THESES/ PFE**

[12] BENNACER Imen et KADEM Anis, (2019) "Conception et étude d'un pont pour la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest (V5)". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, encadré par BIREM Kamel et MEZOUAR Akila. Ecole nationale supérieure des travaux publics.

[13] BENGHALIA Youcef et MOKADEM Oussama, (2019) "Conception et étude d'un viaduc au PK11+480 de l'évitement de la ville de Boumerdas". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, encadré par TAKI Mohamed. Ecole nationale supérieure des travaux publics.

[14] DJAMEL Abderrahmane, (2017) "Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d'un site recevant un ouvrage d'importance vitale". Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master académique, encadré par MESSAFER Tahar. Université de Mhamed Bougara de Boumerdes

- **OUTILS INFORMATIQUES**

Autodesck Robot Structural Analysis 2019
Autodesk Robot expert 2010
Autodesk Autocad 2019
Microsoft office word 2019
Microsoft office Excel 2019

ANNEXES A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

- ***Trois (03) sondages*** carottés « **SC** » avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- ***Pose de deux (02) Piézomètre*** à l'endroit des sondages.
- ***Un (01)*** sondage préssiométrique ***« S.P »*** avec essai chaque 2.00m.

Les sondages carottés, et les sondages préssiomérriques ont pour coordonnées en UTM le suivant :

Ouvrage	Sondages	Sondages préssiométriques	Piézomètre	PK	X (m)	Y(m)
O.A pour les PS	S-OA23-1 (20.00m)	-	S-OA23-1	54 + 724	747131.36	4044925.58
	S-OA23-2 (25.00m)	-	-	54 + 850	747206.08	4044824.12
	S-OA23-3 (20.00m)	SP01 (25.00m)	S-OA23-3	54 + 924	747249.96	4044764.54

RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

❖ **Au niveau de SP (01) : (S-OA23-3):**

Prof (m)	*Module de déformation E en (Bars)*	*Pression limite PL en (Bars)*	*E/PL*
2.00	149.00	05.00	30.00
4.00	791.00	30.00	26.00
6.00	1256.00	34.00	37.00
8.00	1248.00	50.00	25.00
10.00	1531.00	50.00	31.00
12.00	1627.00	39.00	42.00
14.00	1861.00	44.00	42.00
16.00	1289.00	35.00	37.00
18.00	1262.00	35.00	36.00
20.00	1328.00	35.00	38.00
22.00	2085.00	41.00	51.00
24.00	2835.00	40.00	71.00

❖ *Classification des sites selon RPA 99/VERSION 2003 :*

Selon RPA 99/VERSION 2003, et selon les valeurs du Module de déformation E et la pression limite PL ; le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme) caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.

LECTURES PIEZOMETRIQUES

D) Lectures piézométriques :

Le suivie du piézomètre nous a permis d'enregistrer les lectures piézométriques et qui sont représentées dans le tableau suivant :

Sondages	*Date*	*Lecture (m)*
S-OA23-1	26/11/2014	07.10
	31/08/2015	08.30
S-OA23-3	31/08/2015	08.50

PLACTICITE

Les couples de valeurs limite de liquidité-Indice de plasticité sont données par le tableau suivant :

Sondages Carottés	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Observation
S-OA23-1	0.50 – 4.00	58.11	29.10	29.10	Catégorie des argiles très plastiques
S-OA23-2	0.50 – 6.00	59.07	29.39	29.68	Catégorie des argiles très plastiques
	6.00 – 12.00	47.01	23.25	23.76	Catégorie des argiles peu plastiques
	12.00 – 20.00	50.19	25.13	25.06	Catégorie des argiles très plastiques
	20.00 – 25.00	25.16	12.28	12.88	Catégorie des argiles peu plastiques
S-OA23-3	0.30 – 2.00	75.41	37.70	37.71	Catégorie des limons très plastiques

GRANULOMETRIE ET SEDIMENTOMETRIE

L'analyse granulométrique d'échantillons testés est montrée par le tableau suivant :

Sondages Carottés	Profondeur (m)	< 80 µ (%)	Classification du sol
S-OA23-1	0.50 – 4.00	79	Argile limoneuse légèrement sableuse avec inclusion de gravier représentant une granulométrie étalée
S-OA23-2	0.50 – 6.00	100	Argile limoneuse légèrement sableuse représentant une granulométrie étalée
	6.00 – 12.00	55	Argile limono sableuse avec inclusion de gravier représentant une granulométrie étalée
	12.00 – 20.00	62	
	20.00 – 25.00	37	
S-OA23-3	0.75 – 6.00	100	Argile limoneuse légèrement sableuse représentant une granulométrie étalée

TENEUR EN EAU

La valeur de la teneur en eau sont données par le Tableau suivant :

Sondages Carottés	Profondeur (m)	W (%)	γd (t/m^3)	γh (t/m^3)	Sr (%)	Classification du sol
S-OA23-1	0.50 – 4.00	10.90	1.87	2.07	66.18	Sol dense, légèrement humide
S-OA23-2	0.50 – 6.00	28.10	1.41	1.81	82.84	Sol humide, peu dense
	6.00 – 12.00	24.22	1.57	1.96		Sol humide, peu dense
	12.00 – 20.00	14.95	1.86	2.14	89.20	Sol dense, légèrement humide
	20.00 – 25.00	20.18	1.74	2.10	98.58	Sol dense, légèrement humide
S-OA23-3	0.75 – 6.00	16.96	1.68	1.98	75.31	Sol dense, légèrement humide

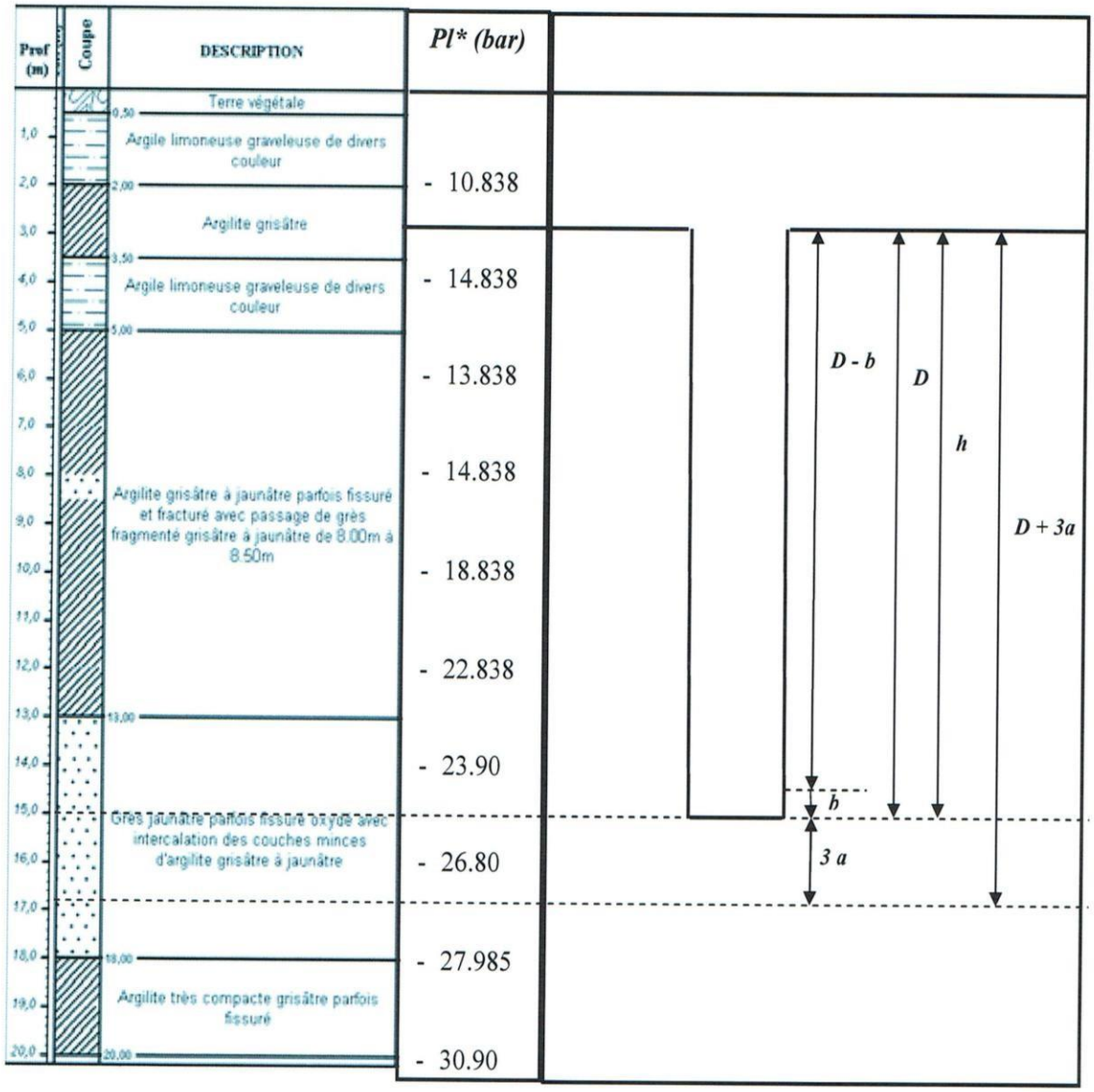
ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE DE LA ROCHE (NF XP P94-202)

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Sondages Carottés	Profondeur (m)	RCS (Mpa)	Observation
S-OA23-1	5.50 – 5.90	04.35	Résistance faible
	8.50 – 8.80	86.704	Résistance élevée

ANALYSE CHIMIQUE

❖ ***PRESSIOMETRE N°01 :***



Données : ***D = 12.00m compté à partir de l'excavation de 3.00m ; B = 1.20m ;***

h = 12.00m ; a = 0.60m ; b = 0.60m

ANNEXES B

NOTE DE CALCUL

Calcul des déplacements horizontaux et des efforts dus à variation linéaire :

- **Répartition des efforts horizontaux :**

L'effort de variation linéaire est donné par la formule suivante :

$$H_{FLV} = |Xi| \times Ki \times \varepsilon$$

Avec :

$|Xi|$: Position de l'appui par rapport au centre de rigidité

Ki : La rigidité de l'appui

ε : coefficient de dilatation ;

ε_f : coefficient du fluage 3×10-4

εr : coefficient de retrait 2×10-4

ε_T : coefficient de la température 2×10-4

Calcul de centre de rigidité : $X_r = \frac{\sum xi Ki}{\sum Ki}$

Appui	Xi (m)	ki (MN/m)	$\sum Ki$ (MN/m)	Xr (m)
c_1	0	22.40	80.672	-0.81
p_1	39.59	37.97		
p_2	79.8	39.25		
p_3	119.99	41.54		
c_2	159.61	22.40		

ETUDE STATIQUE DE LA CULEE

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3264.00	/	0.00	0.80	0.00	/
Mur F	2999.41	/	0.00	4.21	0.00	/
DDT	195.00	/	1.05	8.43	204.75	/
Mur en R	470.25	/	3.41	6.62	1603.55	/
Corbeau	78.00	/	1.03	8.12	80.34	/
MGG	510.00	/	0.55	8.08	280.50	/
Poids des Terres Amot	3411.72	/	1.92	4.99	6550.50	/
Poids des T sur DDT	353.34	/	1.05	8.43	371.01	/

Poussée Mur Frontal	**/**	**0.00**	**/**	**-2.00**	**/**	**0.00**
Poussée des terres	**/**	**3411.58**	**/**	**-3.13**	**/**	**-10689.62**
Poussée DDT	**/**	**0.00**	**/**	**0.00**	**/**	**0.00**
²	**0.00**	**0.00**	**0.80**	**-5.77**	**0.00**	**0.00**
Poids Sur 10kN/m²	**279.50**	**/**	**1.50**	**/**	**419.25**	**/**
Poussée Sur 10kN/m²	**/**	**403.26**	**/**	**-4.70**	**/**	**-1895.32**

Combinaisons d'actions sur la semelle de la culée :
A l'ELS :

	N	H	MH	MV	M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T	17032.79	3528.91	-11489.83	7077.78	-4412.05
G++0.6T+1.2Q	17368.19	4012.82	-13764.22	7580.88	-6183.34
G+0.6T+1.2A(l)+ST	19357.01	3651.02	-12322.60	6264.30	-6058.30
G+0.6T+1.2Bc+ST	19049.56	3744.913	-12962.95	6371.91	-6591.04
G+0.6T+Mc120	18120.96	3528.91	-11489.83	6696.92	-4792.91
G+0.6T+D240	18891.25	3528.91	-11489.83	6427.32	-5062.51

A l'ELU :

	N	H	MH	MV	M
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	22994.27	4768.12	-15539.14	9555.00	-5984.14
1.35G++0.9T+1.6Q	23441.47	7082.18	-24010.35	13570.05	-10440.30
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	34141.22	6599.77	-22088.20	11814.62	-10273.58
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	33731.28	6724.96	-22942.00	11958.09	-10983.90
1.35G+0.9T+1.35Mc120	32511.30	4768.12	-15539.14	12385.09	-3154.05
1.35G+0.9T+1.35D240	33551.19	4768.12	-15539.14	12021.13	-3518.01

Evaluation des charges sismiques (éléments de la culée)

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	**3264**	**/**	**0**	**0.8**	**0**	**/**
Mur F	**2999.412**	**/**	**0**	**4.21**	**0**	**/**
DDT	**195**	**/**	**1.05**	**8.43**	**204.75**	**/**
Mur en R	**470.25**	**/**	**3.41**	**6.62**	**1603.5525**	**/**
Corbeau	**78**	**/**	**1.03**	**8.12**	**80.34**	**/**
MGG	**510**	**/**	**0.55**	**8.08**	**280.5**	**/**
Poids des Terres Amot	**3411.72**	**/**	**1.92**	**4.99**	**6550.5024**	**/**
Poids des T sur DDT	**353.34**	**/**	**1.05**	**8.43**	**371.007**	**/**
Somme	**11281.722**	**0**	**/**	**/**	**9090.6519**	**0**

Efforts agissants sur le mur frontal :

- **Efforts dus au poids propre**

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2999.41	/	0	2.61	0	/
DDT	195	/	1.05	6.83	204.75	/
Mur en R	0.00	/	0	0	0	/
Corbeau	78	/	1.02	6.52	79.56	/
MGG	510.00	/	0.55	6.48	280.5	/
Poids des T sur DDT	353.34	/	1.05	6.83	371.007	/
Poussée des terres	/	2319.01	/	-2.58	/	-5990.783906
Poussée DDT	/	0	/	0.00	/	0
Poids Sur 10kN/m²	0	/	1.5	/	0	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	332.475	/	-3.875	/	-1288.340625

- **Efforts dus au tablier**

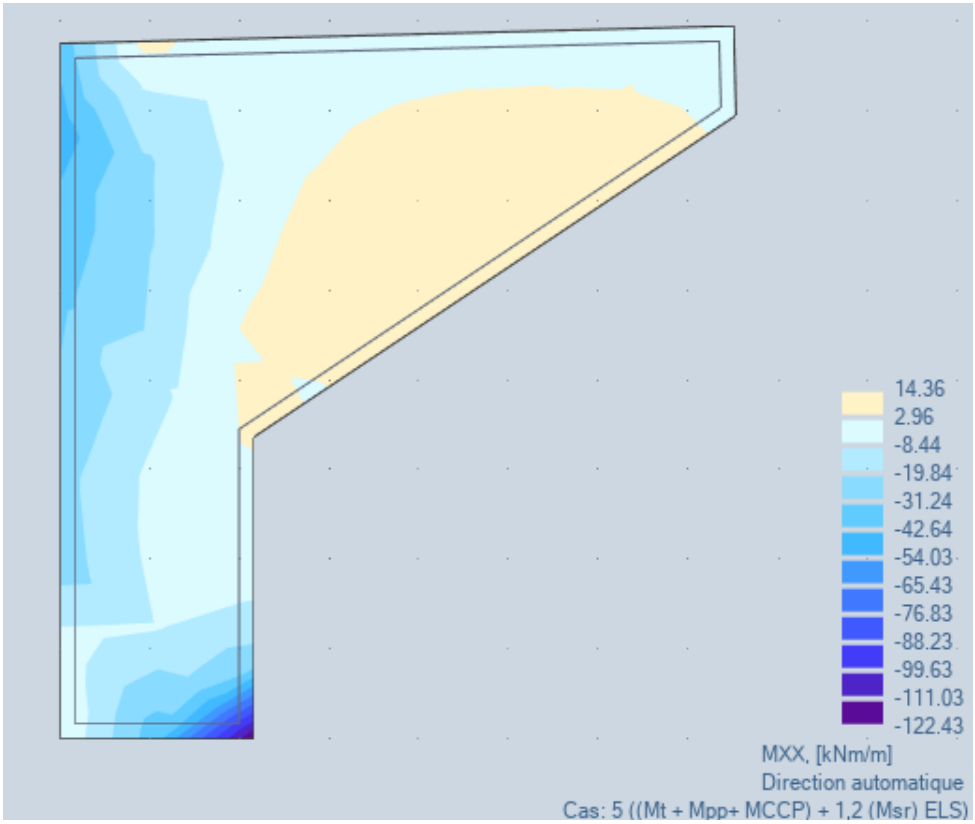
Rg	5751.07	/	-0.35	/	-2012.87	/
R(Al)	1936.85	/	-0.35	/	-677.90	/
Rbc	1680.64	/	-0.35	/	-588.22	/
RMc120	1088.17	/	-0.35	/	-380.86	/
RD240	1858.46	/	-0.35	/	-650.46	/
RST	0.00	/	-0.35	/	0.00	/
Hf+r	/	90.09	/	-5.22	/	-470.27
HT°	/	45.41	/	-5.22	/	-237.02
Frein Al	/	101.76	/	-5.22	/	-531.17
Frein Bc	/	180.00	/	-5.22	/	-939.60

Combinaisons d'actions sur le mur frontal :
A l'ELS :

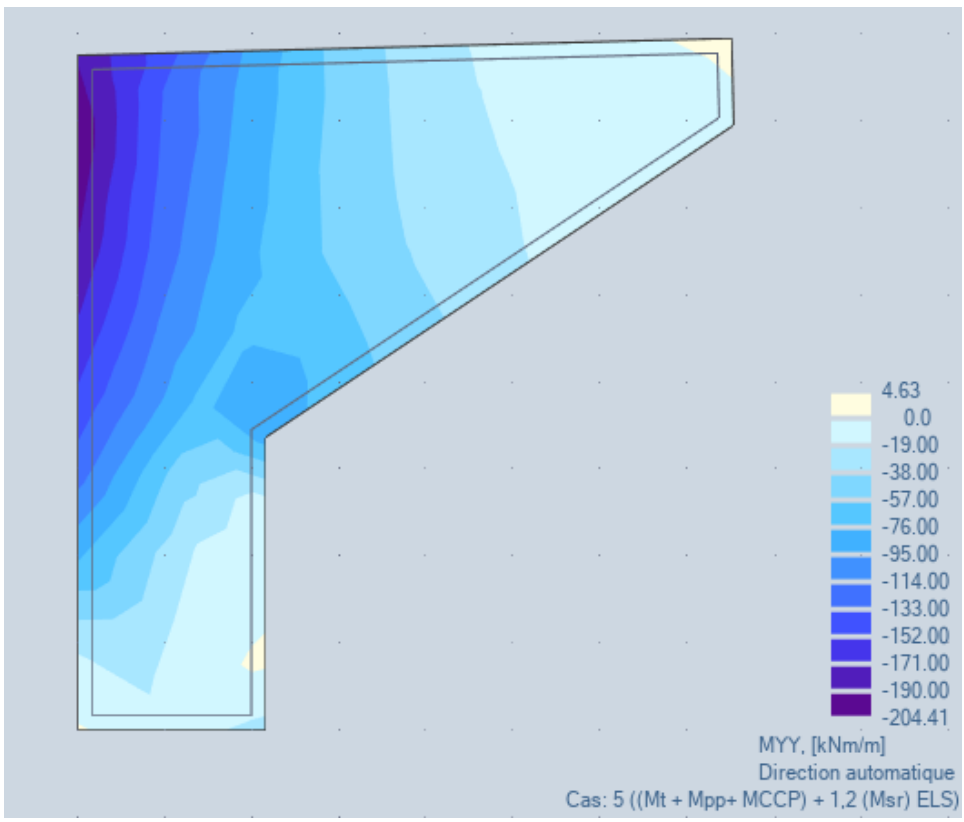
	N	H	MH	MV	ΔM
	(KN)	**(KN)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**
G+0.6T	9886.82	2436.35	-6603.26	-1077.06	-7680.32
G++0.6T+1.2Q	9886.82	2835.32	-8149.27	-1077.06	-9226.33
G+0.6T+1.2A(l)+ST	12211.04	2558.45	-7240.66	-1890.53	-9131.20
G+0.6T+1.2Bc+ST	11903.59	2652.346	-7730.78	-1782.93	-9513.71
G+0.6T+Mc120	10974.99	2436.35	-6603.26	-1457.92	-8061.18
G+0.6T+D240	11745.28	2436.35	-6603.26	-1727.52	-8330.78

A l'ELU :

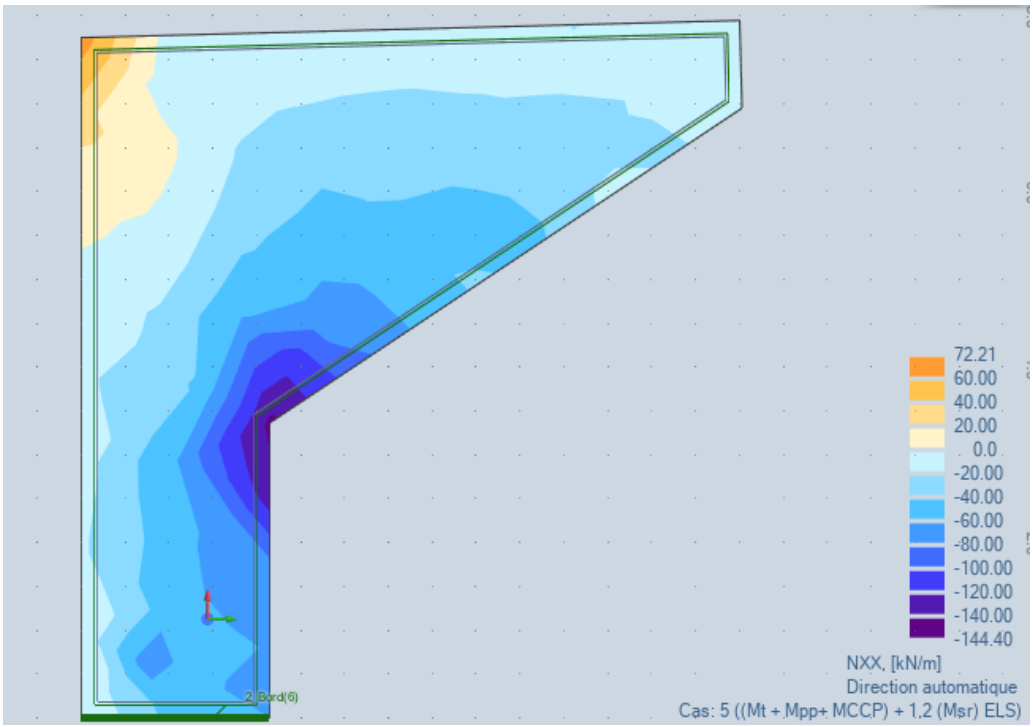
	N	H	MH	MV	ΔM
	(KN)	**(KN)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**
1.35G+0.9T	**13347.21**	**3293.15**	**-8935.74**	**-1454.03**	**-10389.76**
1.35G+0.9T+1.6Q	**13347.21**	**3825.11**	**-10997.08**	**-1454.03**	**-12451.11**
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	**16446.16**	**3455.96**	**-9785.60**	**-2538.66**	**-12324.27**
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	**16036.23**	**3581.15**	**-10439.10**	**-2395.18**	**-12834.28**
1.35G+0.9T+1.35Mc120	**14816.24**	**3293.15**	**-8935.74**	**-1968.19**	**-10903.93**
1.35G+0.9T+1.35D240	**15856.13**	**3293.15**	**-8935.74**	**-2332.15**	**-11267.89**



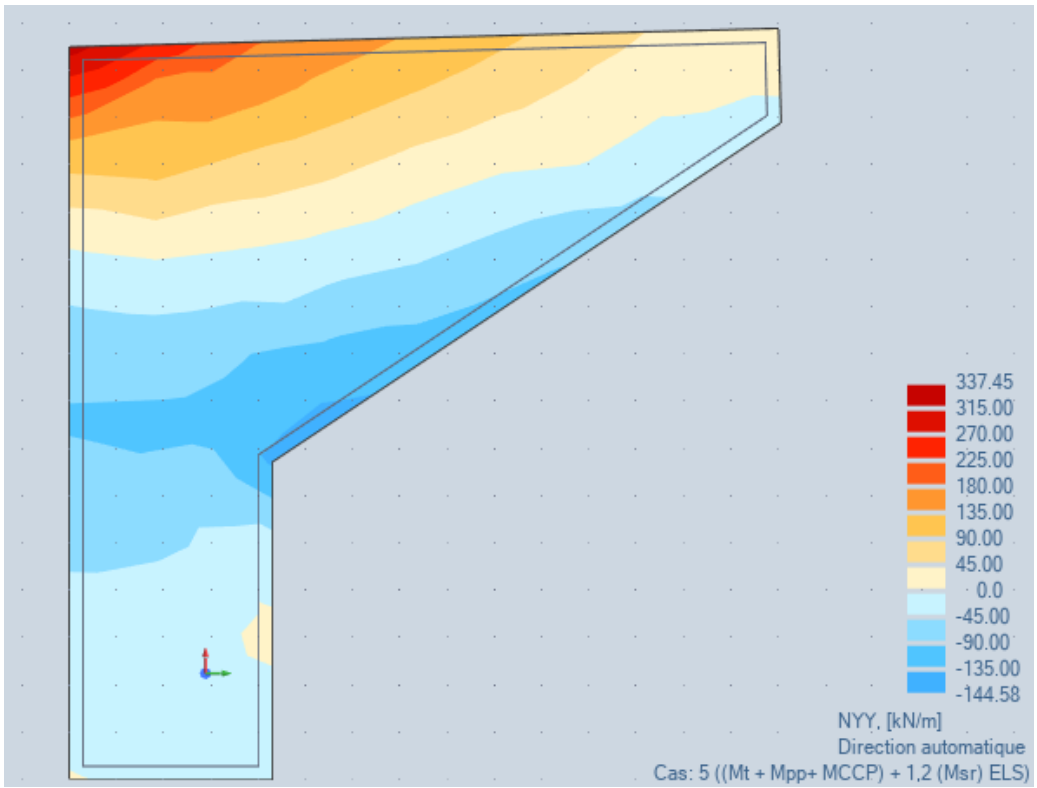
Cartographie du moment Mxx à l'ELS



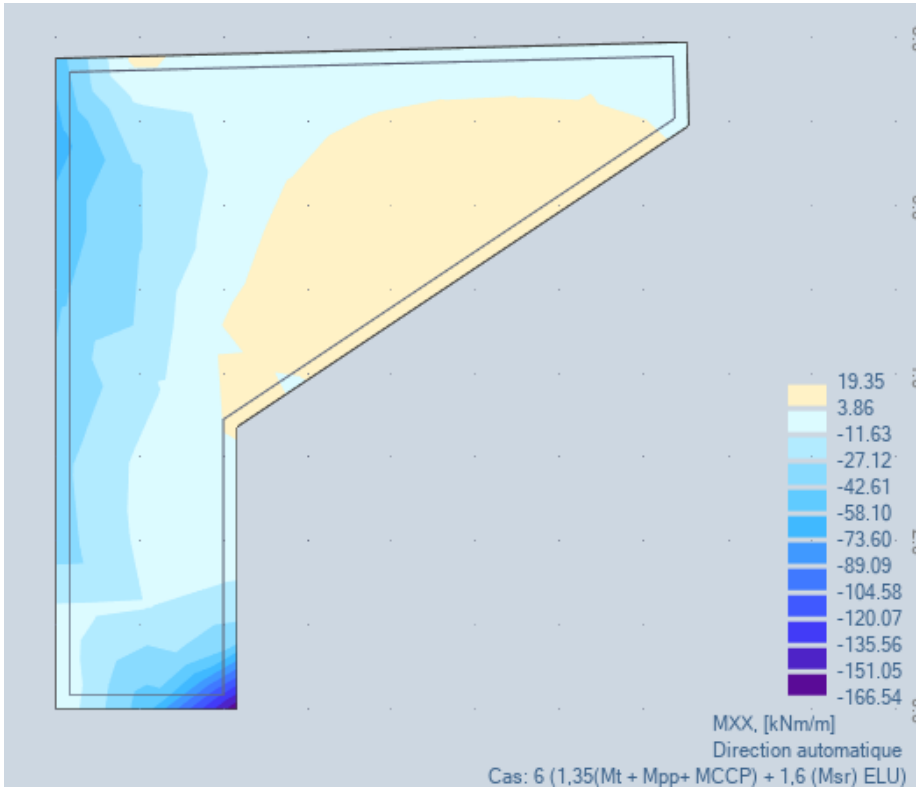
Cartographie du moment Myy à l'ELS



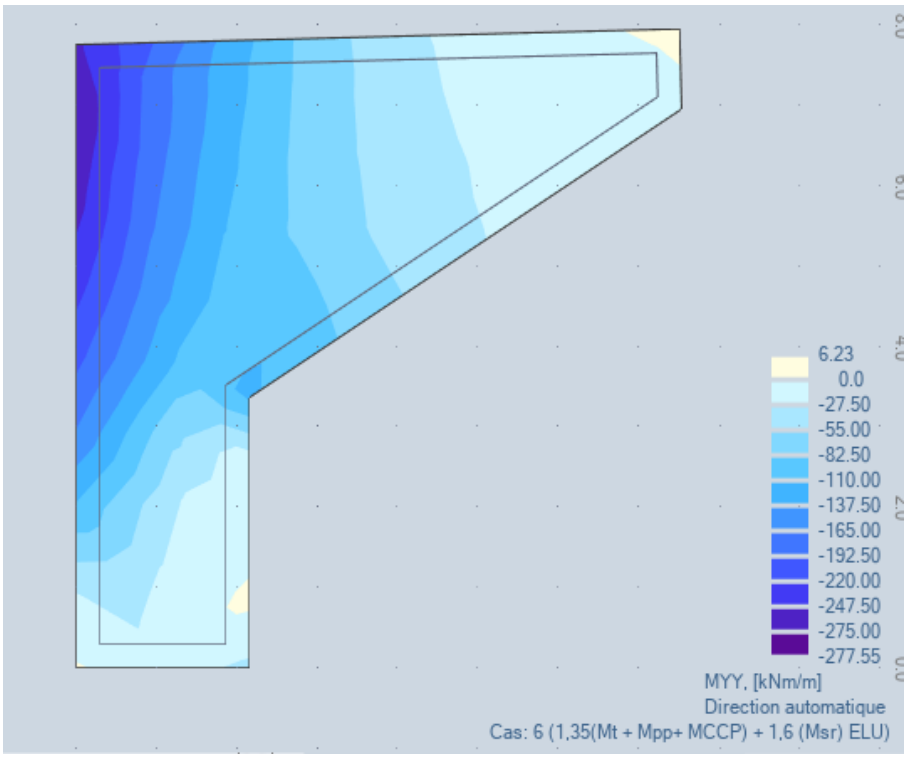
Cartographie des efforts de membrane Nxx à l'ELS



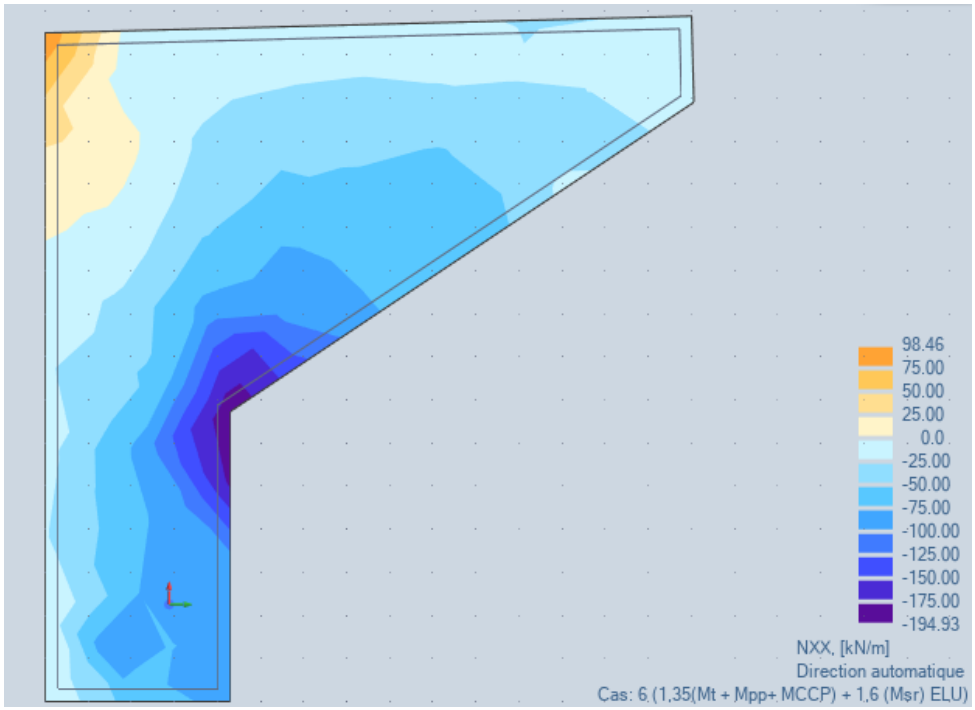
Cartographie des efforts de membrane Nyy à l'ELS



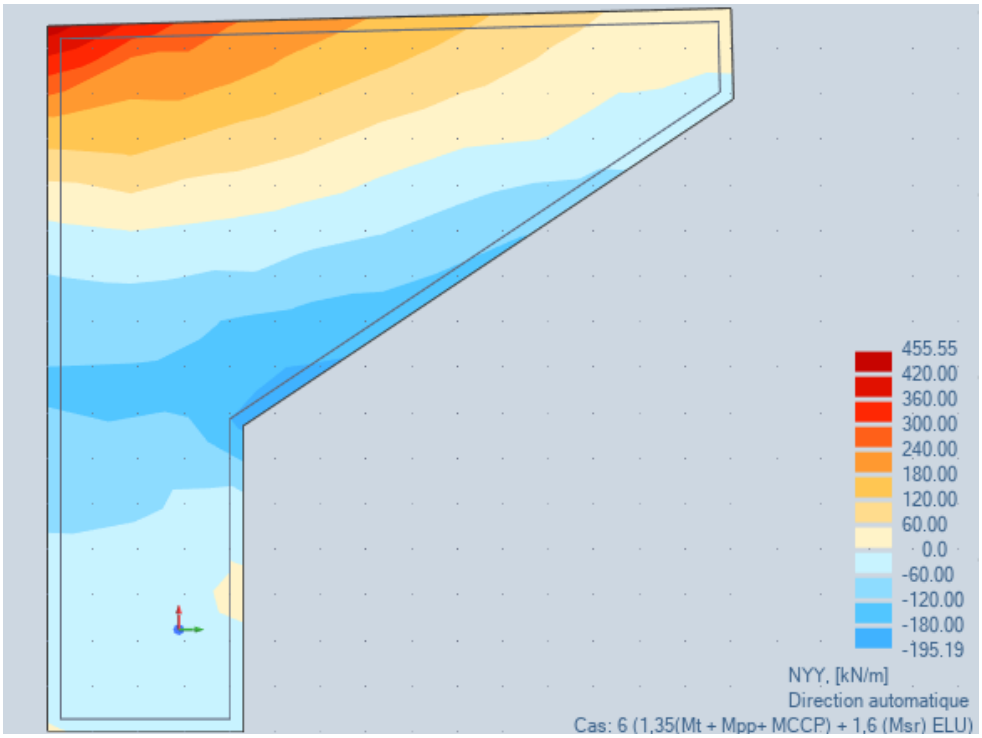
Cartographie du moment Mxx à l'ELU



Cartographie du moment Myy à l'ELU



Cartographie des efforts de membrane Nxx à l'ELS



Cartographie des efforts de membrane Nyy à l'ELU

- **HOURDIS**

❖ **Nappe supérieure**

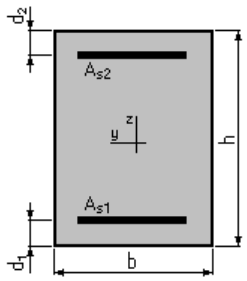
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	42.23	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	32.06	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)		
théorique	r = 0.37 (%)		
minimum	r_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 42.23 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.46 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.8 (cm)
Bras de levier: Z = 19.3 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.96 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 32.06 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 5.6 (cm)
Bras de levier: Z = 18.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 241.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

- **Nappe inférieure**

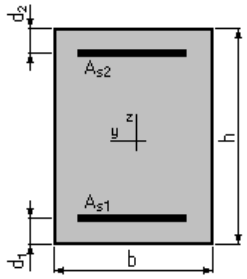
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	40.63	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)
théorique r = 0.47 (%)
minimum r_{min} = 0.17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 40.63 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 6.2 (cm)
Bras de levier: Z = 17.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 241.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\ lim}$ = 241.0 (MPa)

- **ENTRETOISE**

❖ **Nappe supérieure**

Calcul de Section en Flexion Simple

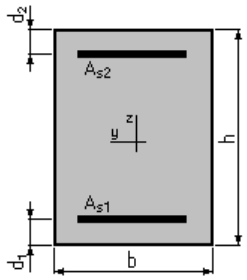
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section:</u>



b = 30.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	628.82	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	465.79	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.2 (cm2)
théorique r = 0.34 (%)
minimum r_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 628.82 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.42 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11.7 (cm)
Bras de levier: Z = 140.3 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.88 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 465.79 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 39.3 (cm)
Bras de levier: Z = 131.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 241.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 241.0 (MPa)

❖ **Nappe inférieure**

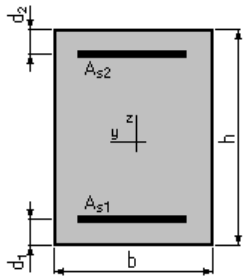
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 30.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	290.58	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	215.02	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.2 (cm2)
théorique r = 0.15 (%)
minimum r_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 290.58 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.3 (cm)
Bras de levier: Z = 142.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.38 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 215.02 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 27.8 (cm)
Bras de levier: Z = 135.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 24.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\ lim}$ = 241.0 (MPa)

- **PIEUX DE LA PILLE**

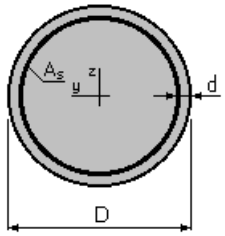
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	2050.31	187.54	0.00
2.	ELU	2909.21	255.08	0.00
3.	ELA	-1569.38	1995.99	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 114.0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565.5 (cm2)
théorique r = 1.01 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 2050.31 (kN) $\mathbf{M_y}$ = 187.54 (kN*m) $\mathbf{M_z}$ = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.55
Position de l'axe neutre: y = 166.8 (cm)
Bras de levier: Z = 63.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 2.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 35.7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 2909.21 (kN) M_y = 255.08 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.06 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 123.5 (cm)
Bras de levier: Z = 61.1 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.43 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 434.8 (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = -1569.38 (kN) M_y = 1995.99 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 20.2 (cm)
Bras de levier: Z = 105.0 (cm)
Déformation du béton: e_b = 2.14 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =500.0 (MPa)
comprimée: s_s' = 317.2 (MPa)

- **LA PILLE**
- **Les futs**

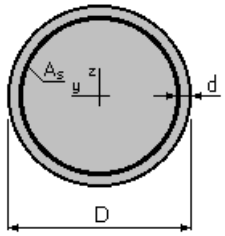
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 200.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	5809.01	1727.55	0.00
2.	ELU	7830.11	2349.73	0.00
3.	ELA	5362.40	15799.52	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 325.1 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 62.8 (cm2) Section maximum A_S max = 1570.8 (cm2)
théorique r = 1.03 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 5809.01 (kN) M_y = 1727.55 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.84
Position de l'axe neutre: y = 192.6 (cm)
Bras de levier: Z = 121.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 3.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_S = 0.4 (MPa)
comprimée: s_S' = 48.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{S\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 7830.11 (kN) M_y = 2349.73 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.13 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 170.7 (cm)
Bras de levier: Z = 117.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 0.49 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s =98.0 (MPa)
comprimée: s_s' = 434.8 (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = 5362.40 (kN) M_y = 15799.52 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 58.1 (cm)
Bras de levier: Z = 166.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 8.21 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s =500.0 (MPa)
comprimée: s_s' = 500.0 (MPa)

- **CHEVETRE**

❖ **nappe sup**

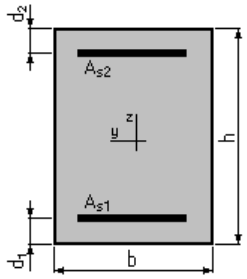
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 270.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3329.90	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	2472.79	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 47.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 44.5 (cm2)
théorique r = 0.11 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3329.90(kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.2 (cm)
Bras de levier: Z = 162.5 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.39 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 2472.79(kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.49
Position de l'axe neutre: y = 26.9 (cm)
Bras de levier: Z = 156.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 25.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{S\ lim}$ = 500.0 (MPa)

❖ **nappe inférieure**

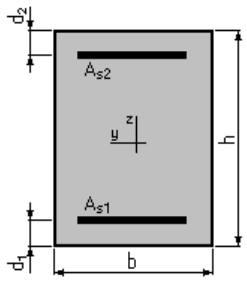
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section:</u>



b = 270.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1187.74	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	882.02	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 44.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 44.5 (cm2)

théorique r = 0.10 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1187.74(kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.65 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.9 (cm)
Bras de levier: Z = 162.7 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 882.02 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.64
Position de l'axe neutre: y = 26.2 (cm)
Bras de levier: Z = 156.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 0.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 9.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

❖ ARMATURE TRANSVERSALE

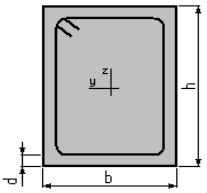
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. <u>Section</u> :



b = 270.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3784.19	0.00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale t_u = 0.8 (MPa)
Contrainte tangente limite $t_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)
Cadres: 2 Æ 16
Espacement : S_t = 15.1 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 7 + 9*13 + 1*16 (cm)

Mur garde grève

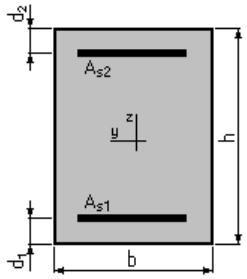
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	171.14	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	128.15	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.8 (cm2)
théorique r = 0.57 (%)
minimum r_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 171.14 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.63 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.1 (cm)
Bras de levier: Z = 32.2 (cm)
Déformation du béton: e_b = 2.53 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 128.15 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.8 (cm)
Bras de levier: Z = 31.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 207.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{S\ lim}$ = 207.3 (MPa)

- **DALLE DE TRANSITION**

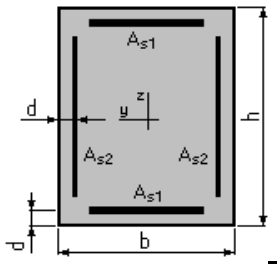
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	0.00	93.88	0.00
2.	ELS	0.00	69.84	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15.4 (cm2) Section théorique A_{s2}

= 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 10.4 (cm2) Section maximum A_s max = 150.0 (cm2)
théorique r = 1.03 (%)
minimum r_{min} = 0.17 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M_y = 93.88 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.2 (cm)
Bras de levier: Z = 22.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 2.63 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s =434.8 (MPa)
comprimée: s_s' = 20.6 (MPa)

Cas N 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M_y = 69.84 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 8.0 (cm)
Bras de levier: Z = 22.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 207.3 (MPa)
comprimée: s_s' = 36.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

- **CORBEAU**

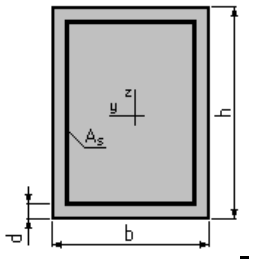
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	93.88
Etat **L**imite de **S**ervice	75.01
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 533333.3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333.3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11.5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	l_y = 26.0		Elancement	l_z = 10.4	
	a = 0.77		N_u (béton seul)	= 5702.38	(kN)

Béton:

s (ELS) = 0.2 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_S = 11.2 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 11.2 (cm2)
Section maximum $A_{S\ max}$ = 200.0 (cm2)
théorique r = 0.42 (%)
minimum r_{min} = 0.28 (%)
maximum r_{max} = 5.00 (%)

- **MUR FRONTAL**

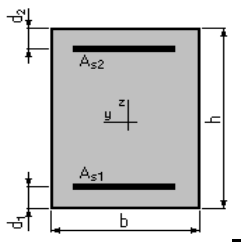
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 169.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O Type **N** (kN) **M** (kN*m)

1.	ELS	897.87	667.79
2.	ELU	1209.27	906.19

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 16.4 (cm2)
théorique r = 0.10 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 897.87 (kN) M = 667.79 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.87
Position de l'axe neutre: y = 71.5 (cm)
Bras de levier: Z = 140.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 10.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 1209.27 (kN) M = 906.19 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.57 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 60.9 (cm)
Bras de levier: Z = 139.6 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 5.93 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434.8 (MPa)

- **<u>MUR EN RETOUR (SENS HORIZONTAL)</u>**

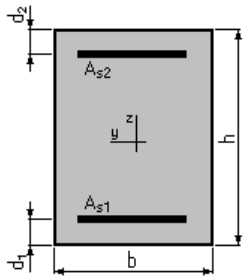
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	275.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	190.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
théorique r = 0.33 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 275.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.52 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.5 (cm)
Bras de levier: Z = 52.4 (cm)
Déformation du béton: e_b = 1.34 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: s_S = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 190.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.9 (cm)
Bras de levier: Z = 50.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 5.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_S = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{S\ lim}$ = 207.3 (MPa)

- **PIEUX SOUS LA CULEE**

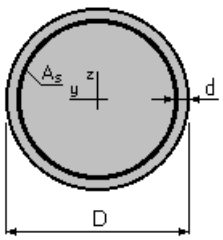
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O} Type **N** (kN) **M_y** (kN*m) **M_z** (kN*m)

1.	ELU	7082.17	2947.16	0.00
2.	ELS	4012.82	1669.90	0.00
3.	ELA	1100.02	3662.09	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 146.1 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum A_S max = 565.5 (cm2)
théorique r = 1.29 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELU N = 7082.17 (kN) M_y = 2947.16 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.30 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 73.8 (cm)
Bras de levier: Z = 80.6 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 1.94 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s =388.2 (MPa)
comprimée: s_s' = 434.8 (MPa)

Cas N 2: Type ELS N = 4012.82 (kN) M_y = 1669.90 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35
Position de l'axe neutre: y = 71.3 (cm)
Bras de levier: Z = 85.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 12.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 109.7 (MPa)
comprimée: s_s' = 166.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = 1100.02 (kN) M_y = 3662.09 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 33.8 (cm)
Bras de levier: Z = 98.7 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 8.39 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s =500.0 (MPa)
comprimée: s_s' = 500.0 (MPa)